

# 地震時エネルギー応答性状に基づく鉄筋コンクリート造建物の耐震設計手法に関する研究

著者	堀 則男
学位授与機関	Tohoku University
URL	<a href="http://hdl.handle.net/10097/55144">http://hdl.handle.net/10097/55144</a>



# 博士學位論文

論文題目

地震時エネルギー応答性状に基づく  
鉄筋コンクリート造建物の  
耐震設計手法に関する研究

提出者

東北大学大学院工学研究科

建築学

専攻

学籍番号

6d110

氏名

堀 則男



指 導 教 官	柴田明德 教 授			
審 査 委 員 (○印は主査)	○	柴田明德	教 授	
	1	杉村義広	教 授	2 山田大彦 教 授
	3	井上範夫	助教授	4 教 授



①

地震時エネルギー応答性状に基づく  
鉄筋コンクリート造建物の耐震設計手法に関する研究

1997年1月

堀 則男



# 目次

第1章	序論	
1.1	研究の目的及び背景	1
1.2	既往の研究	3
1.2.1	地震動入力エネルギーと構造物の応答性状	3
1.2.2	エネルギーに基づいた応答評価	4
1.2.3	地震動の強度指標	7
第2章	1 質点系の地震時エネルギー応答性状	
2.1	模擬地震動	10
2.2	解析手法	14
2.2.1	解析モデル	14
2.2.2	エネルギー応答	15
2.3	地震動の入力エネルギーと構造物の消費エネルギー	16
2.4	損傷パラメータと応答のパターン	22
2.4.1	損傷パラメータ	22
2.4.2	応答のパターン	23
2.5	所要耐力	25
2.6	観測地震動による応答性状	27
2.6.1	弾性応答性状	27
2.6.2	地震動の入力エネルギー	30
2.6.3	構造物の消費エネルギー	32
2.6.4	損傷パラメータ	34
2.7	まとめ	36
第3章	梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状	
3.1	解析対象建物の概要及び設計	37
3.2	多層骨組のエネルギー応答	42
3.2.1	多自由度系のエネルギー応答	42
3.2.2	エネルギー応答の時刻歴	43
3.2.3	地震動の入力エネルギーと構造物の消費エネルギー	46
3.3	多層骨組と1質点系	51
3.3.1	多層骨組の縮約1自由度系への置換	51
3.3.2	検討方法	52
3.4	多層骨組と1質点系の静的載荷解析	54
3.4.1	復元力特性の対応	54
3.4.2	塑性率の対応	69



3.5	多層骨組と1質点系の地震応答解析	77
3.5.1	復元力特性と塑性率の対応	77
3.5.2	地震動入力エネルギーの対応	88
3.6	まとめ	98
第4章	エネルギー応答に基づく耐震設計手法	
4.1	損傷レベル	99
4.2	1質点系の所要耐力	100
4.2.1	模擬地震動	100
4.2.2	観測地震動	106
4.3	梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の耐震設計	114
4.3.1	模擬地震動に対する設計	115
4.3.2	観測地震動に対する設計	118
4.4	設計骨組の応答評価	123
4.5	まとめ	129
第5章	結論	130
参考文献		133
謝辞		139



1	序	1
2	第一章 緒言	2
3	第二章 基礎理論	3
4	第三章 実験装置	4
5	第四章 実験結果	5
6	第五章 考察	6
7	第六章 結論	7
8	参考文献	8
9	謝辞	9
10	索引	10
11	図表目録	11
12	用語集	12
13	参考文献	13
14	謝辞	14
15	索引	15
16	図表目録	16
17	用語集	17
18	参考文献	18
19	謝辞	19
20	索引	20
21	図表目録	21
22	用語集	22
23	参考文献	23
24	謝辞	24
25	索引	25
26	図表目録	26
27	用語集	27
28	参考文献	28
29	謝辞	29
30	索引	30
31	図表目録	31
32	用語集	32
33	参考文献	33
34	謝辞	34
35	索引	35
36	図表目録	36
37	用語集	37
38	参考文献	38
39	謝辞	39
40	索引	40
41	図表目録	41
42	用語集	42
43	参考文献	43
44	謝辞	44
45	索引	45
46	図表目録	46
47	用語集	47
48	参考文献	48
49	謝辞	49
50	索引	50
51	図表目録	51
52	用語集	52
53	参考文献	53
54	謝辞	54
55	索引	55
56	図表目録	56
57	用語集	57
58	参考文献	58
59	謝辞	59
60	索引	60
61	図表目録	61
62	用語集	62
63	参考文献	63
64	謝辞	64
65	索引	65
66	図表目録	66
67	用語集	67
68	参考文献	68
69	謝辞	69
70	索引	70
71	図表目録	71
72	用語集	72
73	参考文献	73
74	謝辞	74
75	索引	75
76	図表目録	76
77	用語集	77
78	参考文献	78
79	謝辞	79
80	索引	80
81	図表目録	81
82	用語集	82
83	参考文献	83
84	謝辞	84
85	索引	85
86	図表目録	86
87	用語集	87
88	参考文献	88
89	謝辞	89
90	索引	90
91	図表目録	91
92	用語集	92
93	参考文献	93
94	謝辞	94
95	索引	95
96	図表目録	96
97	用語集	97
98	参考文献	98
99	謝辞	99
100	索引	100



# 第1章 序論

## 1.1 研究の目的及び背景

地震動が構造物に及ぼす破壊力については、地動の最大加速度や最大速度によって評価するのが一般的であり、耐震設計においても、最大速度を例えば 25cm/s, 50cm/s に規準化した入力地震動による検討が行われている。このとき設計用入力地震動としては、1940 年 Imperial Valley 地震 El Centro 記録、1968 年十勝沖地震 八戸港湾記録などが慣用的に用いられてきた。

しかしながら近年になって、1993 年釧路沖地震をはじめとして、従来みられなかったような非常に大きな加速度が観測され、地震動の破壊力に関してあらためて論じられるようになった。例えば 1993 年釧路沖地震では継続時間の長い大加速度地震動が観測され、港湾施設をはじめとする被害がみられた。また 1994 年 Northridge 地震や 1995 年兵庫県南部地震は都市近傍を震源とする直下型地震であり、継続時間は短かったものの瞬間的な大加速度によって都市に甚大な被害を与えるものとなった。

地震動が構造物に与える影響を、瞬間的な破壊力と、継続時間内の繰返し効果の両面から捉えるため、地震動の総エネルギー入力及びエネルギーの入力過程の検討が行われており、これを耐震設計に適用することが試みられている。また、地震動エネルギーの入力の激しさと構造物の応答変形との関係が指摘されており、構造物のエネルギー応答に基づいた応答最大変形の推定も検討されている。

一方建物の地震応答レベルに関しては、応答最大塑性率、剛性低下率などの最大応答に基づく指標によって評価されるのが一般的であるが、地震動のような繰返し荷重を受ける場合には履歴によるエネルギー消費も重要な耐震性能であり、建物の応答・損傷に大きく関わっていると考えられる。そのため建物の弾塑性挙動や損傷レベルの評価は、応答最大変形と履歴消費エネルギーの両者に基づいて行うことが必要である。

本研究では鉄筋コンクリート (以下、RC) 造建物の地震時挙動をエネルギー応答性状から捉え、その特性を明らかにすることを目的としている。地震動を受けた構造物の応答は、地震動の入力エネルギーを履歴及び粘性減衰によって消費するメカニズムとして捉えることができるため、これによって地震動の破壊力について考察し、構造物の最大応答と繰返し応答の性状 (応答のパターン) について考えていく。

また、建物の耐震設計における簡便法として、地震動の応答スペクトルや所要耐力スペクトルによる検討が一般に行われている。これは固有周期を横軸として 1 質点系の応答値を示したものであり、建物の応答を簡便に推定する手法として有効である。しかしながら設計すべき建物は多層骨組であり、応答最大塑性率や降伏耐力などの、1 質点系と多層骨組における相互の関係については明確な説明がなされているとはいえない。そこで本研究では梁降伏型 RC 造建物に限定したものである



## 第1章 序論

が、1質点系と多層骨組における耐震性能の対応関係についての検討を行った。

さらに以上の検討結果より、地震時のエネルギー応答性状に基づいた1質点系及び多層骨組の耐震設計手法の提案を試みた。本研究で行ったエネルギー応答の検討は、地震動の破壊力と構造物の損傷を評価する有効な手法であり、地震動が及ぼす破壊力の特性や構造物の累積損傷の検討にも利用できると考えている。

本論文は5章からなり、その概要を以下に示す。

第1章は序論であり、研究の目的及び背景、論文構成を述べる。また、エネルギー応答、地震動の強度指標に関する既往の研究を示す。

第2章は1質点系の地震時エネルギー応答性状の検討である。弾性地震応答解析、及びRC造建物を対象とした弾塑性地震応答解析によって地震動の入力エネルギーと構造物の消費エネルギーの性状、応答のパターンなどについての検討を行い、その特性について明らかにすることを目的とする。このとき、初めに応答スペクトル性状の安定した模擬地震動によって上記の性状の検討を行い、次に観測地震動について、地震動ごとの性状の相違、ばらつきを検討する。

第3章は梁降伏型RC造骨組の応答性状の検討であり、1質点系と多層骨組の、復元力特性、応答塑性率、地震動入力エネルギーの対応を明らかにすることを目的としている。このとき弾性時1次固有モードを仮定して、多自由度系の応答を1自由度に縮約し、相互の比較によってその対応を考察する。対応関係が明確になれば、骨組の耐震設計を1質点系によって行うことができると考えられる。

第4章は地震時エネルギー応答に基づいた耐震設計手法の提案である。第2章の結果から、エネルギー応答に基づいた1質点系の耐震設計手法を説明し、第3章の結果から、それを多層骨組に適用する方法を示す。また、このようにして設計した建物の地震応答解析を行い、提案手法の妥当性を検証する。

第5章は結論であり、各章の内容の総括と今後の検討課題を述べる。



## 1.2 既往の研究

地震動が構造物に及ぼす破壊力に関しては、一つの評価法としてそれを総エネルギー入力によって捉え、構造物はそのエネルギーを消費する過程において損傷を受けるというメカニズムが考えられている。

特にRC造については、耐力およびエネルギー吸収能の低下などの履歴特性があり、損傷をエネルギーに基づいて評価することの必要性は大きいと考えられる。しかしながら、復元力特性が比較的複雑であり、不確定性も大きいことから十分な検討がなされているとはいえないのが現状である。

以下において、次の3点における既往の研究を概説する。

- 1.2.1 地震動入力エネルギーと構造物の応答性状
- 1.2.2 エネルギーに基づいた応答評価
- 1.2.3 地震動の強度指標

### 1.2.1 地震動入力エネルギーと構造物の応答性状

#### (1) 総エネルギー入力

1自由度質点系の運動方程式に微少変位  $dx = \dot{x}dt$  をかけて継続時間  $T$  で積分したものをエネルギーのつり合い式とする。

$$\int_0^T m\ddot{x}\dot{x}dt + \int_0^T D(\dot{x})\dot{x}dt + \int_0^T F(x)\dot{x}dt = - \int_0^T m\ddot{x}_0\dot{x}dt$$

ここで、 $m$  は質点の質量、 $x$  は基礎に対する相対変位、 $D(\dot{x})$  は減衰力、 $F(x)$  は復元力、 $\ddot{x}_0$  は地動加速度である。

各項のエネルギーを次のように定義する。

運動エネルギー	$E_V = \int_0^T m\ddot{x}\dot{x}dt$
減衰消費エネルギー	$E_D = \int_0^T D(\dot{x})\dot{x}dt$
履歴消費エネルギー	$E_H = \int_0^T F(x)\dot{x}dt$
地震動入力エネルギー	$E_I = - \int_0^T m\ddot{x}_0\dot{x}dt$

構造物に入力されたエネルギー  $E_I$  は、 $E_D$ 、 $E_H$  として消費されることとなる。 $E_V$  は質点の運動によるエネルギーであり、地震終了後は0となる。

Housner<sup>[1]</sup>はエネルギーに基づく耐震設計に関する先駆的な研究を行い、以後、地震動の破壊力に関連している地震動入力エネルギー  $E_I$  と、構造物の損傷に関連している履歴消費エネルギー  $E_H$  に着目し、相互の関連性、応答最大塑性率、履歴繰返し回数などについての検討が行われている。



- 地震動入力エネルギー  $E_I$  はそれぞれの地震動に固有であり、構造物の減衰、耐力への依存性は小さい。つまり、構造物に入力される地震動のエネルギーは、その構造物の固有周期と質量、入力地震動の種類によって定まる<sup>[2][3]</sup>。
- 地震動入力エネルギー  $E_I$  をエネルギー等価速度  $V_I = \sqrt{\frac{2E_I}{m}}$  に置換したエネルギースペクトルは、構造物の減衰、耐力に関わらず、その地震動の非減衰弾性速度応答スペクトルにはほぼ一致する<sup>[2]</sup>。つまり、構造物に入力される総エネルギー量と応答最大速度には関連があり、地震動はこのような性質を有していると考えられる。
- 構造物は、地震動入力エネルギーを履歴と減衰によって消費するが、その比率は減衰定数に依存し、固有周期、耐力に依存しない。即ち、地震動入力エネルギー  $E_I$  は減衰によって変化しないものの、減衰が大きい場合には、減衰消費エネルギー  $E_D$  による消費の割合が大きくなる<sup>[2]</sup>。  
鈴村・久保<sup>[4][5]</sup>らは履歴によって消費されるエネルギーの割合の、復元力特性、固有周期、応答最大塑性率との相関について検討している。
- 履歴繰返し回数を表すパラメータとして、全履歴消費エネルギーを1サイクルあたりの履歴ループ面積で規準化した値が用いられている<sup>[6]</sup>。
- 1自由度質点系による検討は広く行われているが、多質点系<sup>[2][3]</sup>、多層骨組<sup>[8]</sup>に対しては少なく、実際の設計への適用のためにはさらに検討が必要である。

## (2) エネルギーの入力過程

地震動が構造物に及ぼすエネルギーは、継続時間内で緩急があり、その特徴によって地震動の破壊力特性を評価することができると考えられる。

高橋・秋山<sup>[9]~[11]</sup>は地震記録波のエネルギー入力時刻歴及び加速度パワー時刻歴の検討を行い、エネルギー入力率による地震動特性の評価を行っている。

また翠川・作川<sup>[12]</sup>は累積エネルギーの時刻歴と、1秒間当りの地震エネルギー入力である瞬間エネルギーの検討から、最大瞬間エネルギーは全エネルギーの10~15%の値を示すとしている。

### 1.2.2 エネルギーに基づいた応答評価

地震動の入力エネルギーと構造物の損傷の関連性について明らかとなってくれば、次の段階として、構造物の応答および損傷の推定が可能となる。このような研究は比較的近年のものが多く、解析技術の進歩によってパラメトリックな地震応答解析が可能となったためであると考えられる。



## (1) 地震動入力エネルギーと履歴消費エネルギーの等価性による応答推定

瞬間入力エネルギーと、最大応答時の履歴ループ面積が等しいと仮定して、等価線形系の応答解析による非線形系の最大応答値の推定が行われている。その概念を以下に示す。

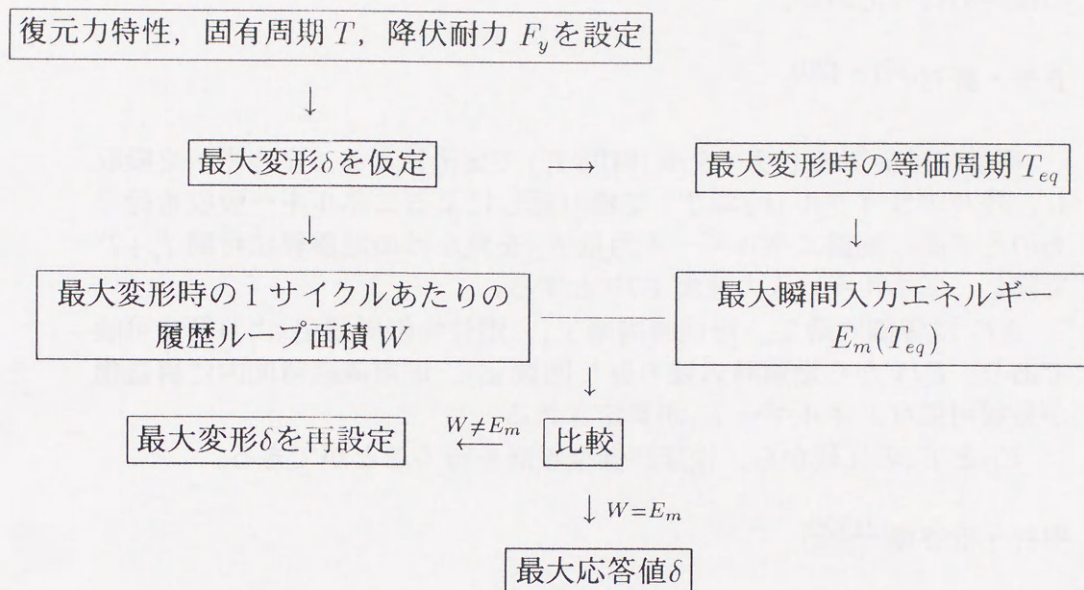


図 1.1 エネルギーに基づく応答推定

地震動エネルギーの入力の激しさと構造物の最大応答に関しては以下のような検討が行われている。

- 伊藤・曾田<sup>[13][14]</sup>

等価速度応答スペクトルより、等価周期  $T_{eq}$  に対する総入力エネルギー  $E$  を算定する。これを地震動継続時間  $T$  で割ると、平均の地震エネルギー入力率は  $\frac{E}{T}$  となる。しかしながら、地震動の時刻歴は非定常であるため、時刻によってエネルギー入力の大小がある。そこで、最もエネルギー入力の大きい場合は平均値の  $a$  倍のエネルギーが入力されると仮定し、最大の地震エネルギー入力率を  $a\frac{E}{T}$  とする。これより、周期  $T_{eq}$  である履歴ループ 1 サイクルの最大瞬間入力エネルギーは  $E_m = a\frac{T_{eq}}{T}E$  となる。



● 矢花・和泉<sup>[15][16]</sup>

最大変形時の等価周期  $T_{eq}$ , 等価減衰定数  $h_{eq}$  に対する等価線形解析によって最大瞬間入力エネルギー  $E_m$  を直接求め, 応答最大変形の推定を行う。また, 片振幅の応答推定を精度よく行うため, 1/4 サイクルでの検討も行っている。

● 衣笠・野村<sup>[17] ~ [20]</sup>

構造物は最初の1サイクル(時間  $T_e$ ) で変形によるエネルギーを吸収し, 残りのサイクル(時間  $T'$ ) で繰り返しによるエネルギー吸収を行うものとする。地震エネルギー入力量  $E_D$  を見かけの地震継続時間  $T_e + T'$  で除し, エネルギー入力速度  $EIV$  とする。

$EIV$  は等価周期  $T_e$ , 降伏時周期  $T_{ey}$ , 塑性等価周期  $T_{ep}$  より算定可能であり,  $EIV$  から地震時の繰り返し回数  $n_D$ , 地震継続時間内に構造物が吸収可能なエネルギー  $E_S$  が算定される。

$E_D$  と  $E_S$  の比較から, 性能評価型設計を行うことができる。

● 中村・壁谷澤<sup>[21][22]</sup>

時刻歴において, 固有周期  $T$  あたりのエネルギー入力増分  $\Delta E$  を  $T$  で除したものをエネルギー入力速度とし, 各固有周期での最大値をとってエネルギー入力速度スペクトルとする。これと構造物の1サイクルあたりの履歴消費エネルギーを対応させることによって, 地震時最大塑性応答変形の推定を行っている。

また, 総エネルギー入力スペクトルを継続時間で除したものとエネルギー入力速度スペクトルの相関の可能性を示している。

(2) 損傷レベルを考慮した構造特性の算定

Fajfar<sup>[23] ~ [25]</sup> は, 復元力特性, 固有周期, 損傷レベルを設定したときに, ある入力地震動に対して, 目標とする損傷レベルを実現するような最大応答値と降伏耐力の算定法を示している。

ここで, parameter  $\gamma$  を次式で定義する。

$$\gamma^2 \mu^2 = \frac{E_H}{F_y \delta_y}$$

$\mu$  は応答最大塑性率,  $F_y$  は降伏耐力,  $\delta_y$  は降伏変形である。パラメトリック解析の結果,  $\gamma$  は復元力特性, 入力地震動によって多少の影響を受けるものの, 固有周期, 降伏耐力, 応答最大塑性率, 減衰に対しては比較的安定していることが分った。



ここで、損傷レベルの評価には Park, Ang の Damage Index  $D$ <sup>[26][27]</sup>を用いる。

$$D = \frac{\delta}{\delta_u} + \beta \frac{E_H}{F_y \delta_u} = \frac{\mu}{\mu_u} + \beta \frac{\gamma^2 \mu^2}{\mu_u}$$

応答最大塑性率  $\mu = \delta/\delta_y$ , 単調載荷時の限界塑性率  $\mu_u = \delta_u/\delta_y$  である。これを  $\mu$  について解くと次のようになる。

$$\mu = \frac{\sqrt{1 + 4D\beta\gamma^2\mu_u} - 1}{2\beta\gamma^2}$$

つまり  $\gamma$  を仮定すると、単調載荷時の限界塑性率  $\mu_u$  に対して、ある Damage Index  $D$  に相当する損傷を受けるときの応答最大塑性率  $\mu$  を推定することができる。

このとき弾塑性加速度応答スペクトル  $S'_a$  (所要耐力スペクトルと同値) は、弾性加速度応答スペクトル  $S_a$  を低減係数  $R_\mu$  で低減して得られると考え、いわゆる変位一定則を仮定できる長周期領域では、およそ  $R_\mu = \mu$  となる。つまり、 $S'_a = \frac{S_a}{R_\mu} = \frac{S_a}{\mu}$  となり、対応する降伏耐力  $F_y$  が算定される。

Bertero ら<sup>[28]</sup>はこの  $\gamma$  を damage parameter と称し、限界状態を考慮した耐震設計手法の検討に利用している。また、平尾・笹田ら<sup>[29][30]</sup>は、入力地震動と  $\gamma$  の相関性などの検討を行い、強震下における構造物の損傷評価法を提案している。

### 1.2.3 地震動の強度指標

地震動の強さを表す指標は、瞬間的な最大値と継続時間内の繰返し効果とを評価するものに大別されると考えられる。また、構造物に対する影響から考えると、周波数成分の考慮も必要である。地震動の振幅に関しては、その最大値で評価することが最も簡便であり、一般によく用いられている。また継続時間を考慮したものとして地震動パワー (振幅の自乗積分値) や自乗平均平方値 (RMS 値) がある。

振幅に関する指標は地震動がもつ固有の強さを評価したものであるが、地震動が構造物に及ぼす破壊力という観点で見たものとして、応答スペクトル、地震動入力エネルギーなどが挙げられる。これらは構造特性 (固有周期など) に依存して値が変化するものであり、通常、スペクトル形式で表示されている。応答スペクトルは1質点系の地震応答の最大値を固有周期ごとに示したものであるが、速度応答スペクトルの周期積分値としてスペクトル強さが提案されている。これは瞬間的な応答最大値と地震動の周波数特性を併せて考慮した指標といえる。

また、地震動入力エネルギーは継続時間内に地震動が構造物に及ぼす全エネルギー量を表している。これは固有周期以外の構造特性に対する依存性が比較的小さく、地震動ごとに固有のものであるため、耐震設計における基準値として用いるための検討が行われている。

Sucuoğlu, Nurtuğ はいくつかの既往の地震強度指標及び energy dissipation index による地震動の破壊力特性の評価を行い<sup>[31]</sup>、地震強度指標と構造物の応答との相関性を検討している<sup>[32]</sup>。



以下に、代表的な地震動の強度指標を示す。

(1) 地動最大値

地震動の強さを評価する簡便な尺度として地動の最大振幅が用いられている。

長橋・小林<sup>[33][34]</sup>は、地震動の1質点弾塑性応答における塑性率を地震動強さの尺度として用い、地震動最大振幅との相関性について検討している。これによれば、構造物の固有周期が短周期 (0.1 ~ 0.3 秒程度) では最大加速度、中周期 (0.3 ~ 1.0 秒程度) では最大速度、長周期 (1.0 秒以上) では最大変位が、構造物に対する地震動の強さを評価する簡便な尺度として有効である。

(2) 地震動パワー

地震動の振幅と継続時間の効果を評価するものとして、地震動時刻歴 $\alpha(t)$ の自乗積分値 $\int_0^T \{\alpha(t)\}^2 dt$ が用いられている。また、 $\sigma_\alpha = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T \{\alpha(t)\}^2 dt}$ で定義される自乗平均平方値 (RMS 値) は、地震動パワーと本質的に同じであるが有効地動最大値としても用いられている。建物の損傷とは、短周期で加速度パワー、長周期で速度パワーとの相関がよい<sup>[35]</sup>。

(3) スペクトル強度

地震動によって構造物に生じる応答の大きさを示すものとして、加速度応答スペクトル $S_a$ 、速度応答スペクトル $S_v$ 、変位応答スペクトル $S_d$ が用いられている。ここで、構造物のばね定数を $k$ とすると以下のようなになる。

単位質量当りの最大ひずみエネルギー

$$\frac{1}{2} k S_d^2 / m = \frac{1}{2} (\omega S_d)^2 \simeq \frac{1}{2} S_v^2$$

これより、速度応答スペクトルは一種のパワースペクトルであると解することができる。そこで、ある程度剛性の高い建物では、主要な周期は大体 0.1 秒から 2.5 秒の間にあるものと考え、この間のエネルギーの総和を考えたものとしてスペクトル強度 $SI$ が提案されている。

$$SI = \int_{0.1}^{2.5} S_v(h, T) dT \quad (h; \text{減衰定数}, T; \text{固有周期})$$

スペクトル強度は最大速度との相関がよく<sup>[36]</sup>、また構造物の損傷に対しても、幅広い周期域についてほどほどの当てはまりを示している<sup>[37]</sup>。



## (4) 地震動入力エネルギー

地震動が構造物に及ぼす破壊力を地震動入力エネルギーで評価し、構造物の最大応答と繰返し応答の関連性の検討が行われている。これは、地震動の入力エネルギースペクトルによる耐震設計手法の開発を目的としている。(1.2.1 項 参照)

また、地震動エネルギーの入力の激しさを表す指標として、ある単位時間(例えば最大応答時の等価周期)における入力エネルギーの増分が考えられており、構造物の履歴ループ面積とのつり合いから応答予測を行う検討がなされている。(1.2.2 項 参照)

## (5) Arias 強度

Arias 強度  $I_A$  は、弾性1質点系の単位重量当りの地震動入力エネルギーを全固有周期にわたって積分したものとして定義される。

$$I_A = \int_0^\infty \frac{E_I}{mg} d\omega_n \quad (1.1)$$

(1.1) 式に  $E_I = -\int_0^{t_0} m\ddot{z}\dot{x}dt$  及び  $\dot{x}$  の Duhamel 積分解を代入し、 $h \simeq 0$  とすると次式が得られる。

$$I_A = -\int_0^\infty \int_0^{t_0} \frac{\ddot{z}}{g} \dot{x} dt d\omega_n = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} (\ddot{z})^2 dt = \frac{\pi}{2g} I_E \quad (I_E; \text{加速度パワー}) \quad (1.2)$$

また、(1.1) 式に  $E_I = \frac{1}{2}mV_E^2$  を代入し、 $\omega_n = \frac{2\pi}{T}$  の変数変換を行うと次式が得られる。このとき、 $V_E$  は、例えば2直線モデルを仮定して与える[38][39]。

$$I_A = \frac{1}{2g} \int_0^\infty V_E^2 d\omega_n = \frac{2\pi}{gT_0} V_{E0}^2 \quad (1.3)$$

(1.2) 式と (1.3) 式を等値することによって、次式を得る。

$$V_{E0} = \frac{\sqrt{T_0 \cdot I_E}}{2} \quad (1.4)$$

以上のように Arias 強度は地震動強さを表す加速度パワー  $I_E$  と地震荷重の大きさを表す  $V_{E0}$  を結びつけるものとして用いることができる[40]。



## 第2章 1 質点系の地震時エネルギー 応答性状

地震動が構造物に及ぼす破壊力は、総エネルギー入力が深く関係していることが知られている。この地震動入力エネルギーはそれぞれの地震動に固有であり、構造特性(耐力や減衰など)に対する依存性が小さいため<sup>[3]</sup>など、耐震設計における基準値として扱うことができると考えられる。これに対して構造物の応答や損傷のレベルは、構造特性に依存してその性状が変化するものである。構造物のエネルギー消費性状と繰返し応答パターンを明らかにすることによって、エネルギー応答に基づいた耐震設計が可能になると思われる。

以下において、模擬地震動による1質点系の弾塑性応答解析結果に基づき、RC造建物の地震時エネルギー応答性状の検討を行う。また、2.6節では観測地震動による検討を行い、地震動ごとの相違点と共通点を明らかにする。

### 2.1 模擬地震動

構造物のエネルギー応答の一般的性状を検討するため、2.3節～2.5節の応答解析においては通常用いられる観測地震動の代わりに、応答スペクトル性状の安定した模擬地震動を入力地震動として用いることとする。

振幅特性は設計用入力地震動作成手法技術指針(案)<sup>[45]</sup>におけるレベル1、レベル2の地震動に対する水平動基準応答スペクトル(減衰定数  $h=0.05$ )に従うこととし、レベル1は0.5～5秒、レベル2は0.6秒以上の長周期領域で速度応答一定としている。位相特性は一様乱数によって与え、正弦波合成法によって作成した加速度時刻歴波形に、(2.1)式、図2.1に示す包絡関数<sup>[46]</sup>を乗じる。

$$E(t) = 2.32(e^{-0.09t} - e^{-1.49t}) \quad (2.1)$$

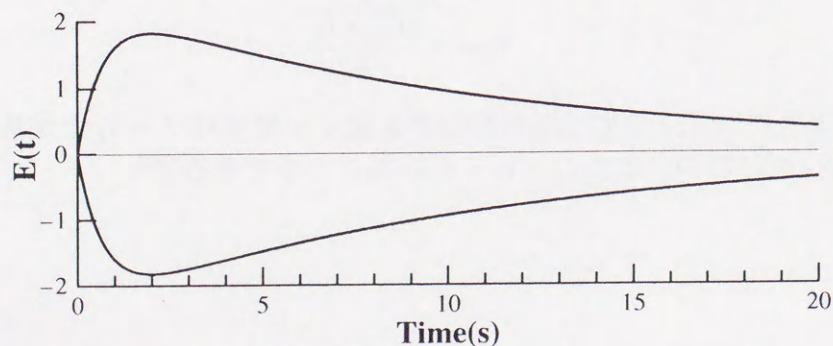


図 2.1 時刻歴包絡関数



そして、目標とする速度応答スペクトルに適合するように振幅特性を修正する。

与える乱数を変えて、レベル1，レベル2，それぞれ5波の模擬地震動を作成し、地動最大値を表2.1に、加速度時刻歴を図2.2に、速度応答スペクトルを図2.3に示す。以下における応答解析は、Newmark- $\beta$ 法 ( $\beta=1/4$ ) によって行った。また、表2.1の最大速度  $V_{\max}$  は、固有周期10秒，減衰定数0.707の弾性1質点系の応答最大速度とした<sup>[47]</sup>。図2.3(a)に示す各5波の速度応答スペクトルの変動係数は、5～10%となった。また図2.3(b)は、それぞれ5波の速度応答スペクトルの平均と、目標速度応答スペクトルである。

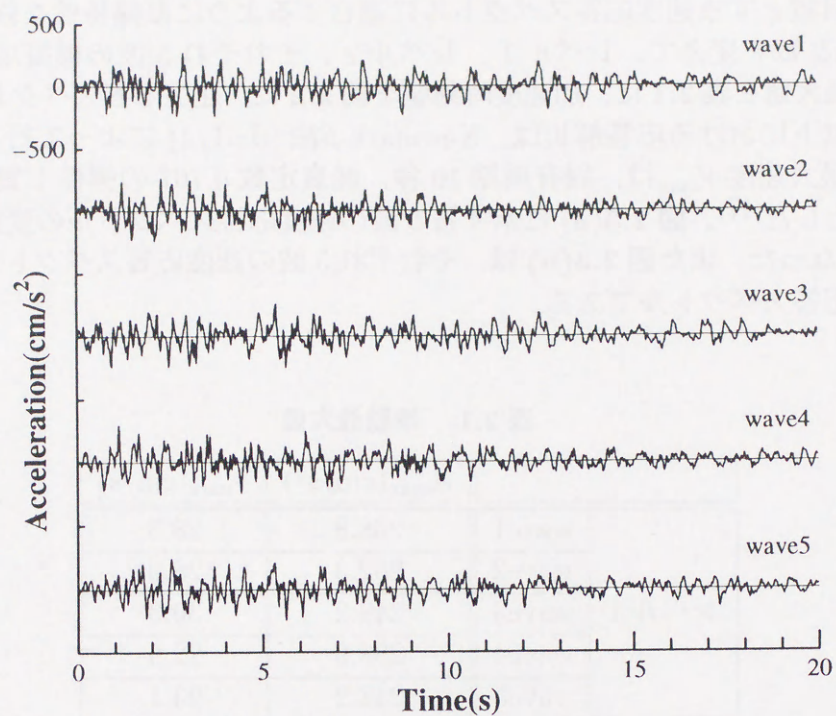
表 2.1 地動最大値

		$A_{\max}(\text{cm/s}^2)$	$V_{\max}(\text{cm/s})$
レベル1	wave1	268.8	28.3
	wave2	262.3	28.0
	wave3	249.2	30.3
	wave4	288.9	22.9
	wave5	247.2	23.1
レベル2	wave1	461.3	54.9
	wave2	427.1	56.2
	wave3	461.3	60.7
	wave4	451.2	43.2
	wave5	418.7	43.4

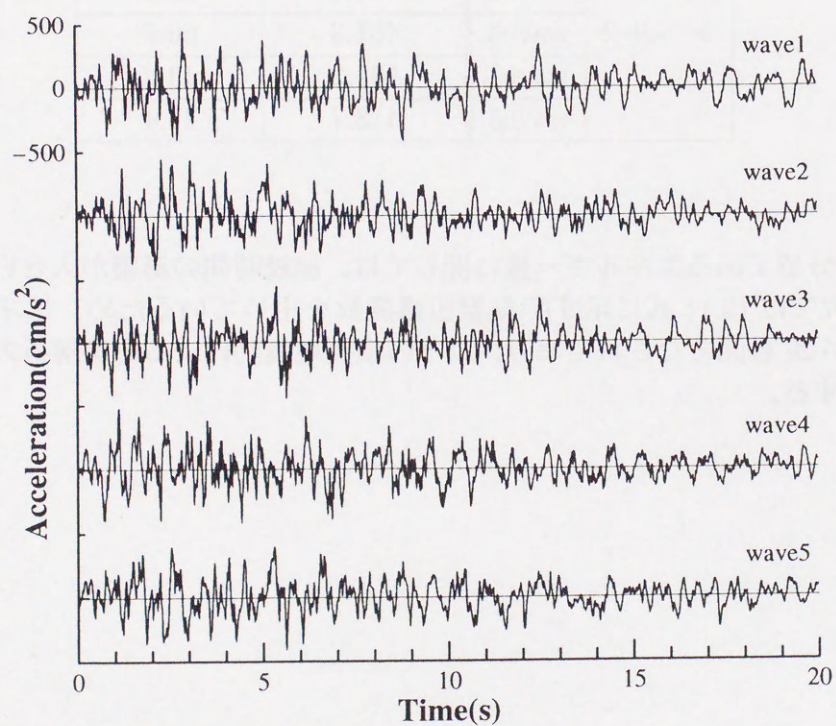
時間積分値であるエネルギー量に関しては、継続時間の影響が大きいと考えられる。本研究では(2.1)式に示す時刻歴包絡関数を用いているため、エネルギー入力の大部分が20秒間でなされており、以下の模擬地震動による応答解析の継続時間を20秒間とする。



## 第2章 1質点系の地震時エネルギー応答性状



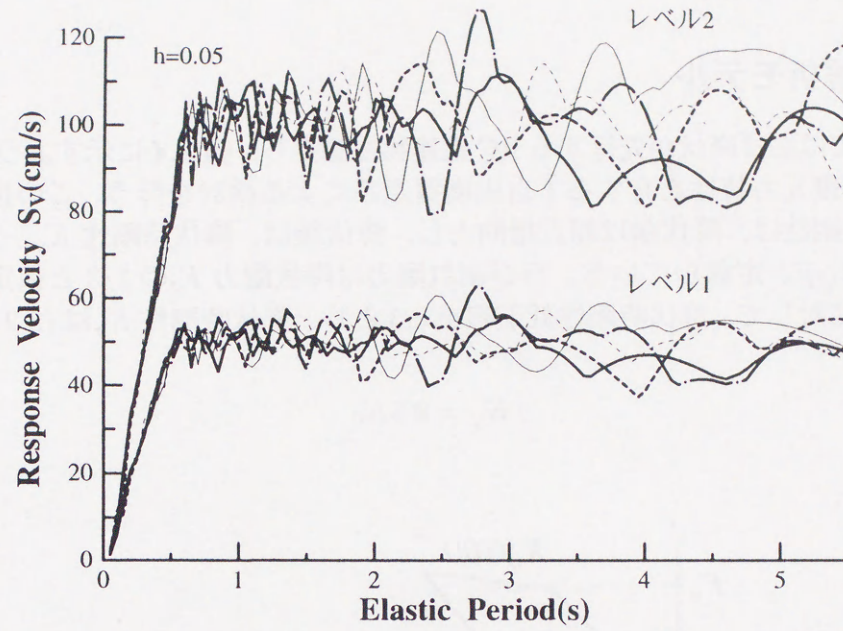
(a) レベル 1



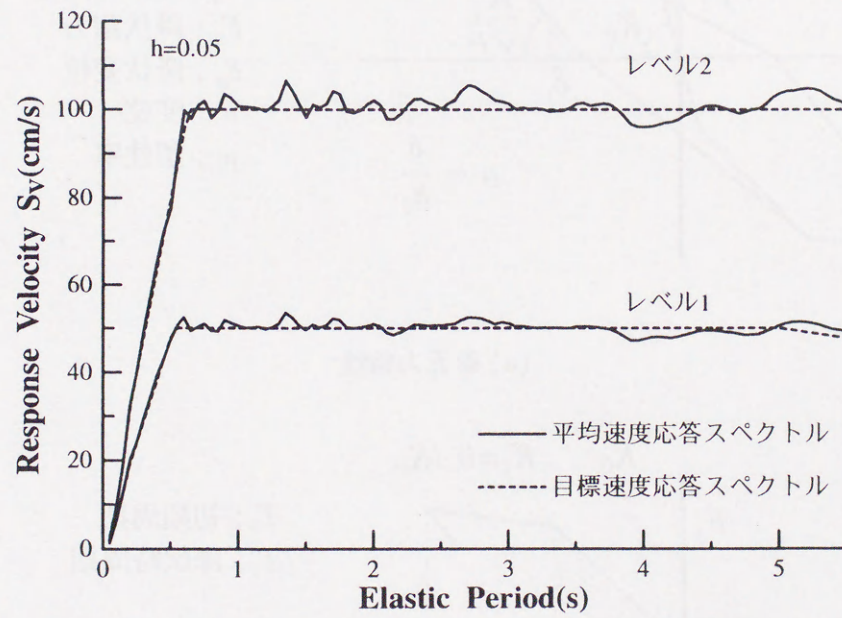
(b) レベル 2

図 2.2 作成した模擬地震動





(a) 各5波の速度応答スペクトル



(b) 平均速度応答スペクトルと目標速度応答スペクトル

図 2.3 模擬地震動の速度応答スペクトル

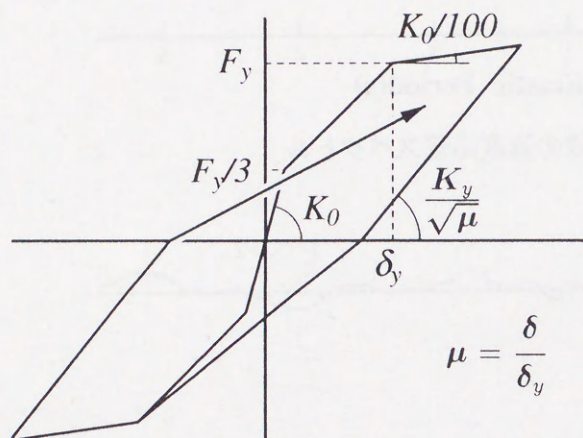


## 2.2 解析手法

### 2.2.1 解析モデル

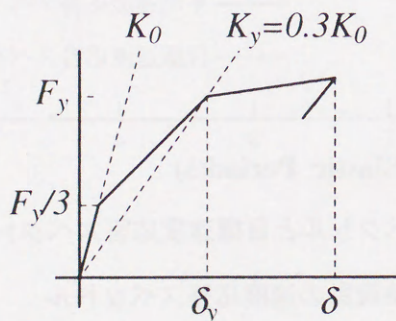
本研究では曲げ降伏が先行する RC 造建物を想定し、図 2.4 に示すような Takeda モデル型の復元力特性を有する 1 自由度質点系による検討を行う。この復元力モデルの除荷時剛性は、降伏前は原点指向とし、降伏後は、降伏時剛性  $K_y$ 、塑性率  $\mu$  によって  $K_y/\sqrt{\mu}$  と定義している。ひび割れ耐力は降伏耐力  $F_y$  の 1/3 と仮定する。初期剛性  $K_0$  に対して、降伏時剛性低下率を 0.3 とし、降伏時剛性  $K_y$  は (2.2) 式のようにする。

$$K_y = 0.3K_0 \quad (2.2)$$



$K_0$ ; 初期剛性  
 $K_y$ ; 降伏時剛性  
 $F_y$ ; 降伏耐力  
 $\delta_y$ ; 降伏変位  
 $\delta$ ; 変位  
 $\mu$ ; 塑性率

(a) 復元力特性



$T_0$ ; 初期周期  
 $T_y$ ; 降伏時周期

$$T_y = T_0 / \sqrt{0.3} \simeq 1.83T_0$$

(b) 初期周期と降伏時周期

図 2.4 解析モデル



これより、初期周期  $T_0$ 、降伏時周期  $T_y$  はそれぞれ (2.3) 式、(2.4) 式によって与えられる。 $(m$  は質点の質量)

$$T_0 = \frac{2\pi}{\sqrt{K_0/m}} \quad (2.3)$$

$$T_y = \frac{2\pi}{\sqrt{K_y/m}} = \frac{T_0}{\sqrt{0.3}} \simeq 1.83T_0 \quad (2.4)$$

復元力特性が弾性である範囲においては、構造物は初期周期  $T_0$  による挙動を示すが、RC 造は弾性範囲が小さく、比較的小規模の地震動によってもひび割れが生じて剛性低下を引き起こしてしまう。そして降伏時や降伏後の応答は降伏時周期  $T_y$  による挙動が支配的になると考えられるため、初期周期  $T_0$  と同様に降伏時周期  $T_y$  も重要な構造特性値として考えていくこととする。

また、粘性減衰は瞬間剛性比例型を仮定する。

### 2.2.2 エネルギー応答

弾塑性 1 自由度質点系の力のつり合いを表す運動方程式は次式のようにになる。

$$m\ddot{x} + D(\dot{x}) + F(x) = -m\ddot{x}_0 \quad (2.5)$$

ここで、 $x$  は基礎に対する質点の相対変位、 $D(\dot{x})$  は減衰力、 $F(x)$  は復元力、 $\ddot{x}_0$  は地動加速度である。本研究では、瞬間剛性比例型の減衰を仮定し、

$$D(\dot{x}) = C\dot{x} = 2h\omega m\dot{x} \quad (2.6)$$

とする。ここで  $C$  は減衰係数、 $\omega$  は接線剛性に対応する円振動数であり、剛性の変化に伴って  $C$  と  $\omega$  の値は変化する。

(2.5) 式の各項に微小変位  $dx = \dot{x}dt$  を乗じて継続時間  $T$  で積分すると、エネルギーのつり合い式が得られる。

$$\int_0^T m\ddot{x}\dot{x}dt + \int_0^T D(\dot{x})\dot{x}dt + \int_0^T F(x)\dot{x}dt = - \int_0^T m\ddot{x}_0\dot{x}dt \quad (2.7)$$

左辺第 1 項は質点の地震終了時の運動エネルギーを表し、第 2、3 項は質点がそれぞれ減衰、履歴で消費するエネルギーを表しているため、右辺は地震動によって入力されるエネルギーと考えられる。それぞれのエネルギーを次のように定義し、等価な運動エネルギーをもつエネルギー等価速度  $V_V$ 、 $V_D$ 、 $V_H$ 、 $V_I$  に置換して表すこととする。

運動エネルギー

$$E_V = \int_0^T m\ddot{x}\dot{x}dt = \frac{1}{2}mV_V^2$$



減衰消費エネルギー

$$E_D = \int_0^T D(\dot{x}) \dot{x} dt = \frac{1}{2} m V_D^2$$

履歴消費エネルギー

$$E_H = \int_0^T F(x) \dot{x} dt = \frac{1}{2} m V_H^2$$

地震動入力エネルギー

$$E_I = - \int_0^T m \ddot{x}_0 \dot{x} dt = \frac{1}{2} m V_I^2$$

地震終了時の運動エネルギーはほぼ0であるため、本研究では地震動が構造物に及ぼす破壊力を地震動入力エネルギー  $E_I$  によって評価し、構造物は減衰及び履歴によって地震動入力エネルギーを消費していると考ええる。ここで履歴消費エネルギーは、弾性歪エネルギーと塑性歪エネルギーを併せたものであり、弾性時は即ち弾性歪エネルギーを表している。

## 2.3 地震動の入力エネルギーと構造物の消費エネルギー

レベル2の地震動について、減衰定数及び応答最大塑性率をパラメータとして1質点系の応答解析を行い、以下に結果を示す。このとき、すべての応答スペクトルは、それぞれ5波の応答スペクトルの平均で表している。

まず、減衰の及ぼす影響をみるため、減衰定数  $h$  を変えた場合の弾性速度応答スペクトル  $S_V$  と弾性地震動入力エネルギー  $V_I$  をそれぞれ図2.5、図2.6に示す。非減衰の場合、 $S_V$  と  $V_I$  はピークの位置が0.6秒(図2.3で速度応答一定となる周期)となっていて一致しており、値もよく似ているといえる。減衰が大きくなるに従って  $S_V$  は小さくなるのに対し、 $V_I$  はほぼ同じレベルを保ちながら平滑化されていく。

ある減衰定数  $h$  に対して、降伏耐力を変えて弾塑性地震応答解析を行い、応答最大塑性率  $\mu$  が2.0となるとき地震動入力エネルギー  $V_I$  を図2.7(a)、履歴消費エネルギー  $V_H$  を図2.7(b)に示す。

地震動入力エネルギー  $V_I$  は弾性的場合と同様に、減衰によって平滑化されるだけで値はそれほど変化しない。弾性時(図2.6)と比較してピークの周期が異なっているが、横軸を初期周期から降伏時周期に読み替えれば弾性時と弾塑性時はよく対応している。これは応答の支配的な周期が降伏時周期に近くなったためと考えられ、RC造の弾塑性時のエネルギー応答はこのようにして評価する必要があるといえる。

履歴消費エネルギー  $V_H$  は非減衰では地震動入力エネルギー  $V_I$  と一致するが、減衰が大きくなるに従って小さくなっていき、減衰による消費の割合が大きくなっていくと考えられる。つまり、減衰によって構造物の損傷が抑えられていることになる。



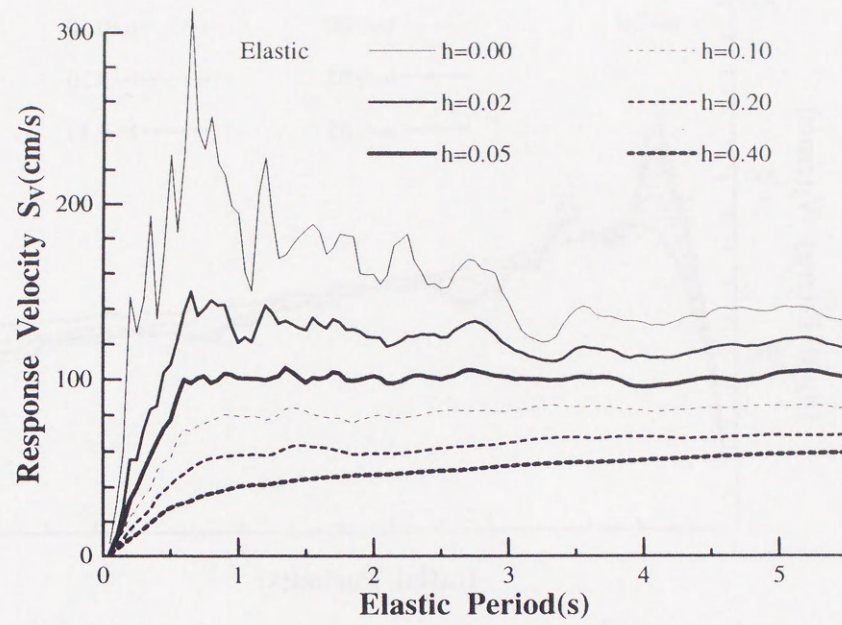


図 2.5 減衰を変えた弾性速度応答スペクトル

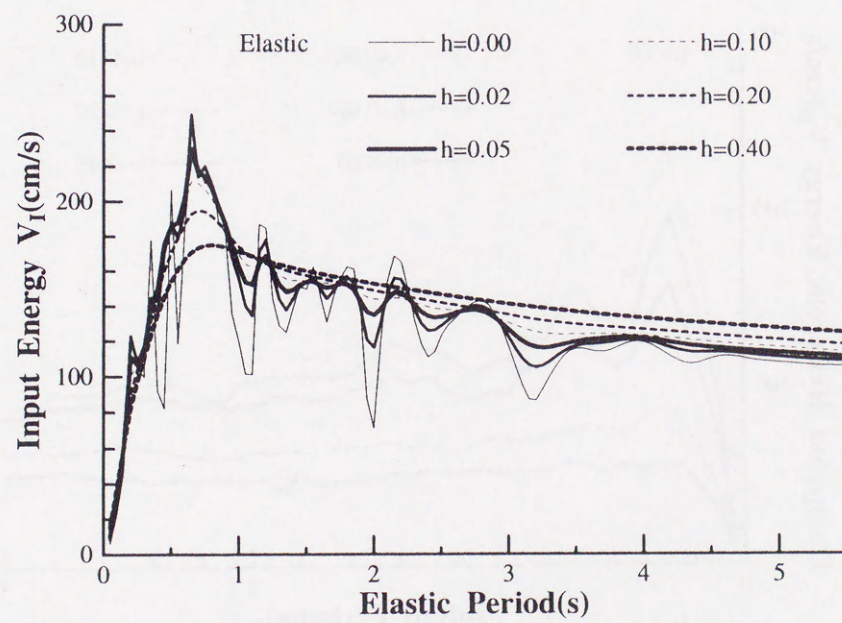
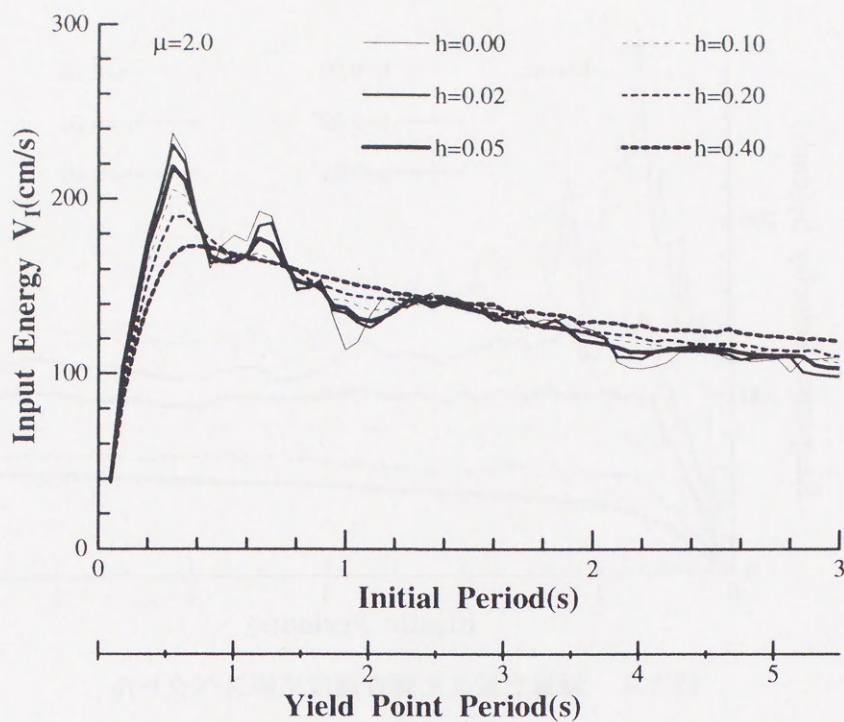
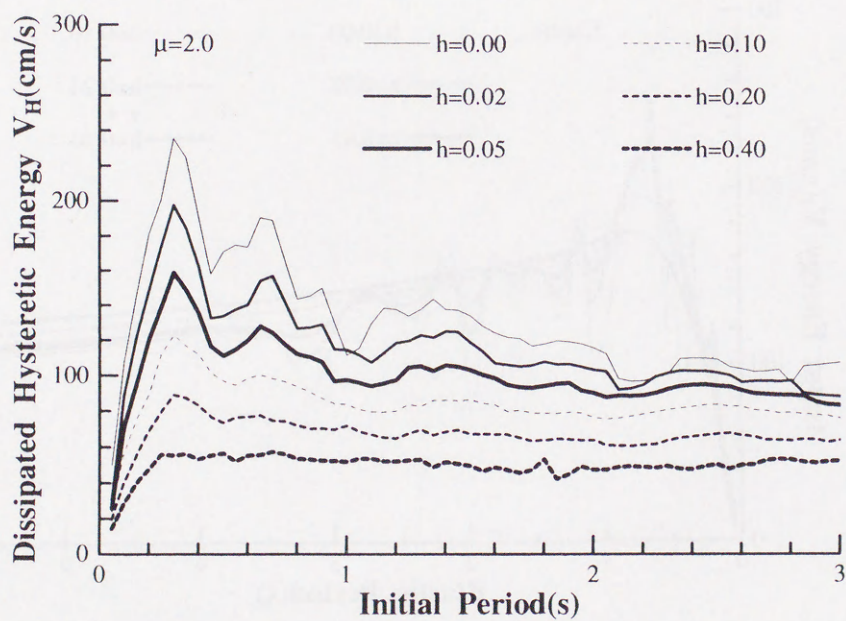


図 2.6 減衰を変えた弾性地震動入力エネルギー





(a) 地震動入力エネルギー



(b) 履歴消費エネルギー

図 2.7 減衰を変えたエネルギー応答



次に、減衰定数  $h$  を 0.05 で一定値として、降伏耐力をパラメータとした検討を行う。応答最大塑性率  $\mu$  が一定の値となるような所要耐力スペクトルを算定し、そのときの地震動入力エネルギー  $V_I$  を図 2.8(a)、履歴消費エネルギー  $V_H$  を図 2.8(b) に示す。地震動入力エネルギー  $V_I$  の応答最大塑性率  $\mu$  に対する依存性は小さく、横軸を降伏時周期で読み替えれば、弾性時の  $V_I$  (図 2.6) とよく対応している。

履歴消費エネルギー  $V_H$  は、応答最大塑性率  $\mu$  が大きくなるに従って増大している。この場合の履歴消費エネルギー  $V_H$  と地震動入力エネルギー  $V_I$  の比を、横軸を固有周期として図 2.9(a) に示す。これは  $\mu$  が大きいほど大きく、また、固有周期が大きくなると緩やかに増大する傾向をもっている。

それぞれの  $\mu$  ごとの  $V_H/V_I$  の値の範囲を図 2.9(b) に示す。 $\mu \geq 3$  の範囲においては、 $V_H/V_I$  の値は約 0.8 で一定としてよいと思われるが、 $\mu$  が小さい範囲においては固有周期によって  $V_H/V_I$  の値が変化している。地震動によって、 $V_H/V_I$  の固有周期に対する依存性の傾向が異なっているため、ここでは、 $V_H/V_I$  の平均値を考え、 $\mu$  のみの関数として (2.8) 式でモデル化し、図 2.9(b) に破線で示す。

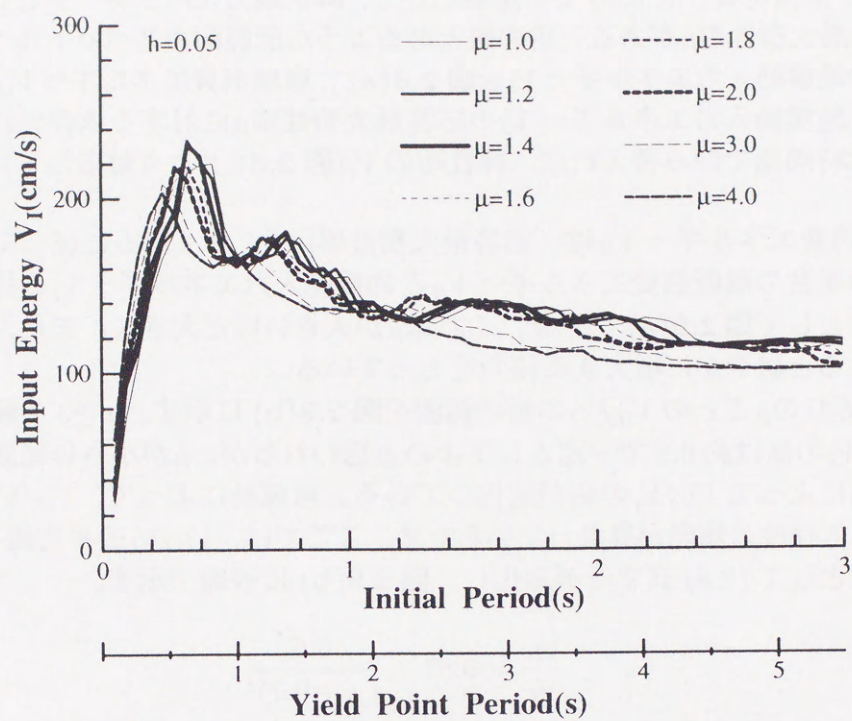
$$\frac{V_H}{V_I} = 0.87 - \frac{0.6}{(\mu + 0.1)^2} \quad (2.8)$$

但しここでは、5 波の模擬地震動による応答の平均の、さらに  $\mu$  ごとの平均値に対する回帰式であるため、参考程度の意義としておく。

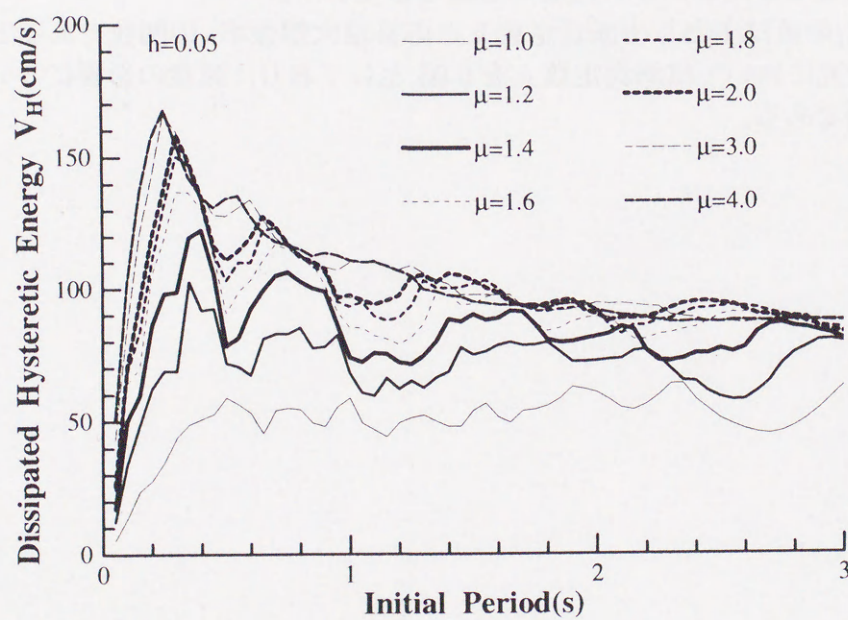
$V_H/V_I$  の値は主として減衰定数  $h$  と応答最大塑性率  $\mu$  の関数であると考えられるが、本研究においては減衰定数  $h$  を 0.05 としており、減衰の影響については今後の検討課題である。



## 第2章 1質点系の地震時エネルギー応答性状



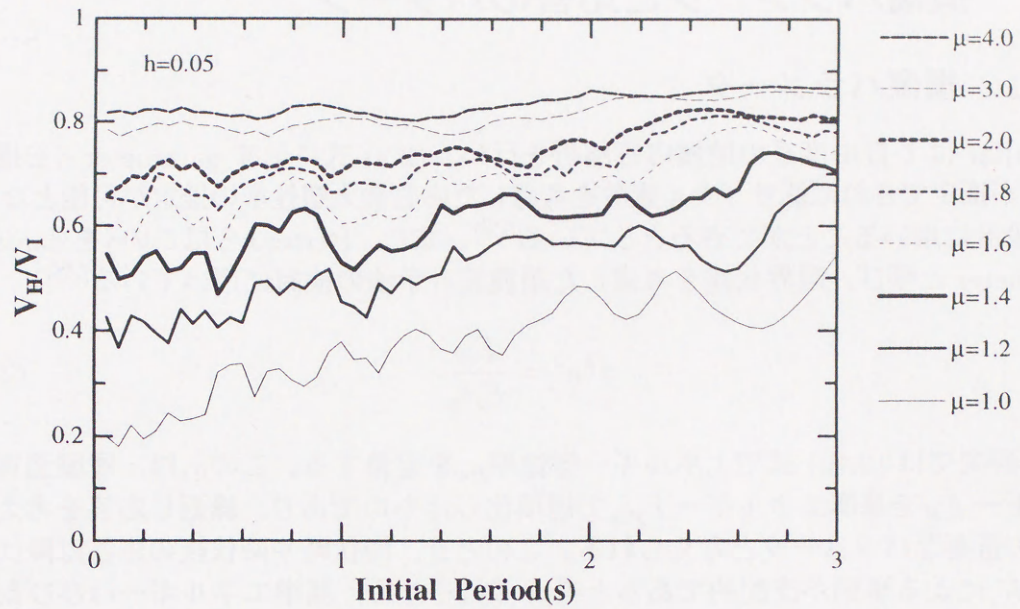
(a) 地震動入力エネルギー



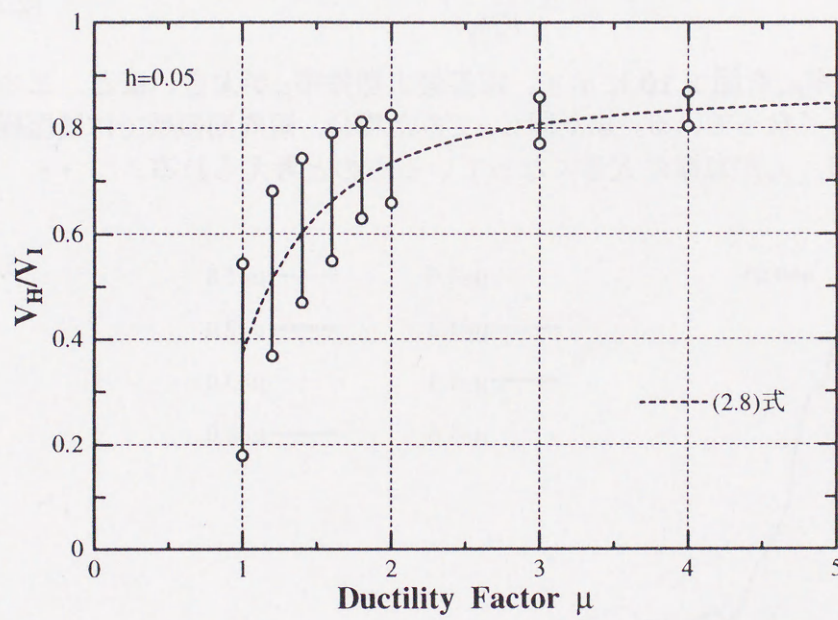
(b) 履歴消費エネルギー

図 2.8 応答最大塑性率を変えたエネルギー応答





(a) 固有周期に対して表示



(b) 応答最大塑性率に対して表示

図 2.9 エネルギーの比



## 2.4 損傷パラメータと応答のパターン

### 2.4.1 損傷パラメータ

Fajfar は 1 自由度系の地震応答解析を行い, (2.9) 式に示す parameter  $\gamma$  を提案し,  $\gamma$  が推定できれば低サイクル疲労を考慮した応答最大塑性率の推定が可能となり, 耐震設計に用いることができるとしている<sup>[23]</sup>。また, Bertero らはこの  $\gamma$  を damage parameter と呼び, 限界状態を考慮した耐震設計手法の検討に用いている<sup>[28]</sup>。

$$\gamma^2 \mu^2 = \frac{E_H}{F_y \delta_y} \quad (2.9)$$

本研究では (2.10) 式でエネルギー塑性率  $\mu_e$  を定義する。この  $\mu_e$  は, 履歴消費エネルギー  $E_H$  を基準エネルギー  $F_y \delta_y$  で規準化したものであり, 繰返し応答を考える上での重要なパラメータと考えられる。このとき, 降伏時や降伏後の応答は降伏時剛性  $K_y$  による挙動が支配的であると考えられるため, 基準エネルギーはひび割れ点を無視した  $F_y \delta_y$  を用いることとした。また, Fajfar の定義した (2.9) 式との整合性も考慮している。

$$\mu_e = \frac{E_H}{F_y \delta_y} \quad (2.10)$$

エネルギー塑性率  $\mu_e$  を図 2.10 に示す。応答最大塑性率  $\mu$  が大きいほど, エネルギー塑性率  $\mu_e$  も大きくなっている。また同じ  $\mu$  でみた場合, 短周期領域では履歴繰返し回数が大きくなり,  $\mu_e$  が急激に大きくなっているものと考えられる。

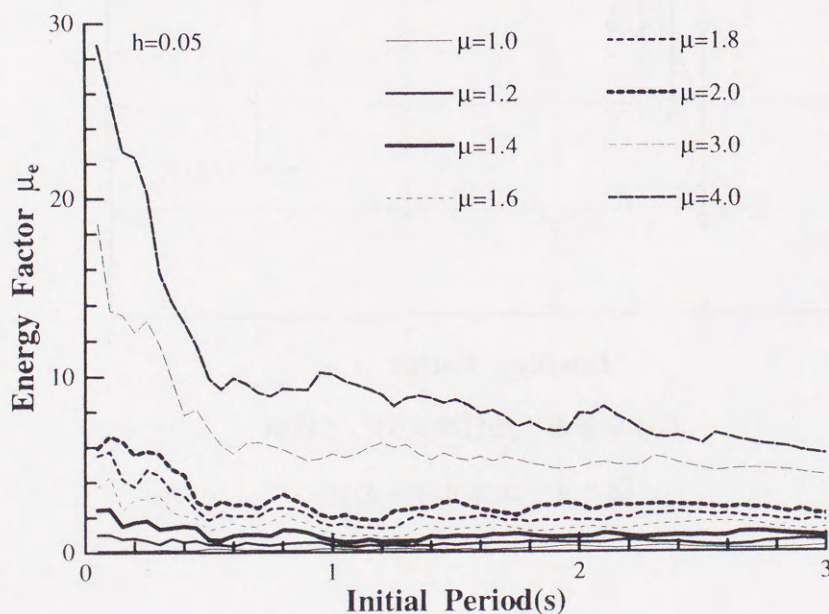


図 2.10 エネルギー塑性率



本研究においては $\gamma$ を損傷パラメータと呼ぶことにし、(2.9)式によって算定した値を図2.11に示す。応答最大塑性率 $\mu$ が1.4程度以上の範囲であれば、 $\gamma$ の $\mu$ への依存性は小さく、長周期領域では約0.7の一定値となっている。

エネルギー塑性率 $\mu_e$ を用いて、(2.9)式は(2.11)式のように表される。

$$\gamma^2 \mu^2 = \mu_e \quad (2.11)$$

ここで、損傷パラメータ $\gamma$ が定数であると仮定すれば、応答最大塑性率 $\mu$ が大きい場合にはエネルギー塑性率 $\mu_e$ も大きくなり、地震動入力に対して、耐力は小さいが履歴抵抗型の応答になると考えられる。逆に応答最大塑性率 $\mu$ が小さい場合には、履歴よりも耐力抵抗型の応答となる。

損傷パラメータ $\gamma$ は、このような応答のパターンを表す指標であると考えることができ、最大応答(応答最大塑性率 $\mu$ )と繰返し応答(エネルギー塑性率 $\mu_e$ )を関連づける係数である。固有周期に対しては、エネルギー塑性率 $\mu_e$ 、損傷パラメータ $\gamma$ とも弾性速度応答一定領域との境界周期である0.6秒を境として傾向が相違しており、短周期領域で急増する傾向にある。

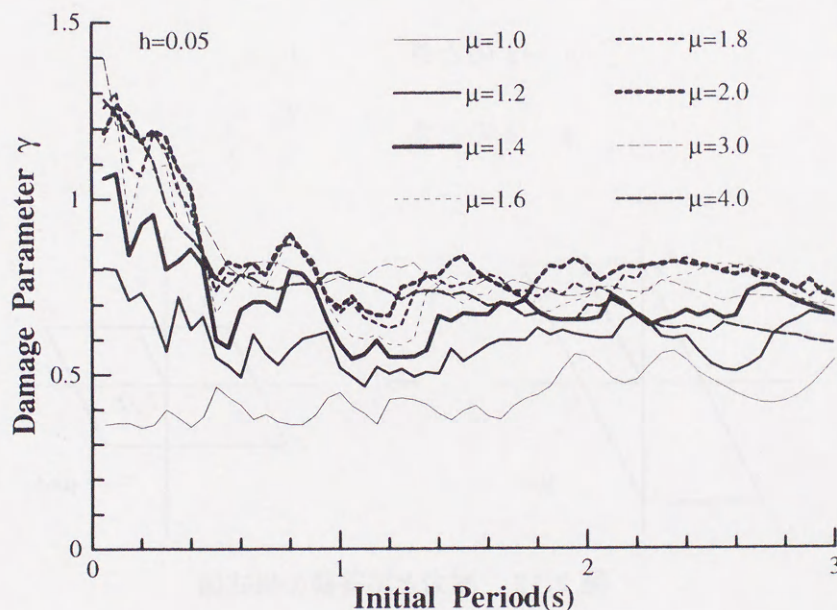


図 2.11 損傷パラメータ

#### 2.4.2 応答のパターン

前述の損傷パラメータ $\gamma$ の性状から、最大応答(応答最大塑性率 $\mu$ )と繰返し応答(エネルギー塑性率 $\mu_e$ )には何らかの関連性があり、これによって構造物の応答パターンが定まるものと考えられる。構造物の地震応答にはこのような性質があると推察されるため、損傷パラメータ $\gamma$ の安定性に基づき、応答パターンについての考察を試みる。



ここで、地震動入力エネルギー  $E_I$  は、固有周期のみに依存し、それぞれの地震動に固有の安定した量である。また、履歴消費エネルギー  $E_H$ 、損傷パラメータ  $\gamma$  も、ある条件においては固有周期及び降伏耐力によらず安定した量であるといえる。本研究の結果からは、その条件は弾性速度応答一定領域 (固有周期 0.6 秒以上)、及び応答最大塑性率 2 以上となっている。(図 2.8, 図 2.11 参照)

そこで、履歴消費エネルギー  $E_H$ 、損傷パラメータ  $\gamma$  が一定といえる範囲に限定し、単純な完全弾塑性復元力特性での応答パターンを考えてみる。下図のような  $\mu=2$  となる応答について、固有周期 (初期剛性) を固定して、降伏耐力を低下させて  $\mu=4$  となるように変化させてみる。このとき、 $E_H$  と  $\gamma$  が一定であると仮定すれば、構造特性、応答性状は以下のように変化する。

応答最大変形  $\delta$  は、(2.9) 式より

$$\frac{E_H}{\gamma^2} = \mu^2 F_y \delta_y = K_y (\mu \delta_y)^2 = \text{一定}$$

であることから  $\mu \delta_y = \delta$  が一定となり、いわゆる変位一定則が成り立つことになる。

降伏耐力、降伏変形は次のようになる。

$$\begin{array}{ll} \mu = 2 \text{ のとき} & F_y, \delta_y \\ \mu = 4 \text{ のとき} & \frac{F_y}{2}, \frac{\delta_y}{2} \end{array}$$

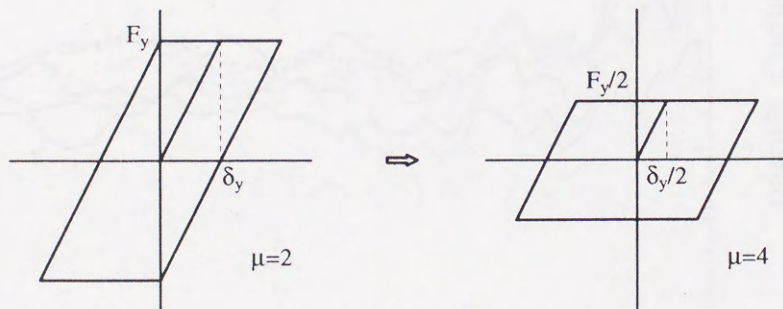


図 2.12 耐力と応答値の模式図

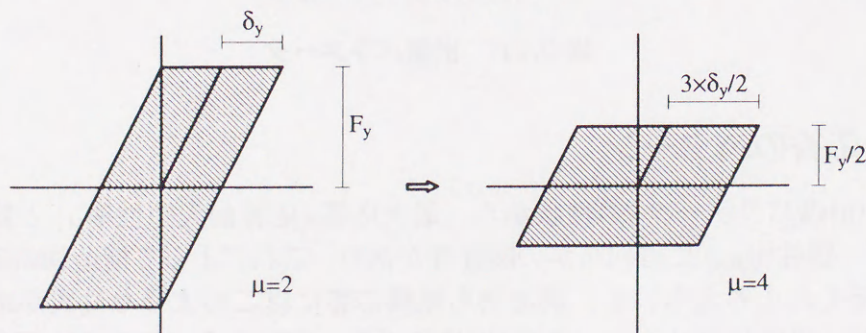


図 2.13 履歴ループ面積の模式図



最大変形での定常繰返し応答を仮定した時の、1 サイクルあたりの履歴ループ面積  $E_L$  は次のようになる。

$$\mu = 2 \text{ のとき } E_L = 4F_y\delta_y$$

$$\mu = 4 \text{ のとき } E_L = 4 \times \frac{F_y}{2} \times \frac{3}{2}\delta_y = \frac{3}{4} \times 4F_y\delta_y$$

最大変形で換算した場合の履歴繰返し回数を、エネルギー量から算定して、繰返し回数を表すパラメータ  $n = \frac{E_H}{E_L}$  と定義する。

$$\mu = 2 \text{ のとき } n = \frac{E_H}{4F_y\delta_y}$$

$$\mu = 4 \text{ のとき } n = \frac{E_H}{\frac{3}{4} \times 4F_y\delta_y} = \frac{4}{3} \times \frac{E_H}{4F_y\delta_y}$$

エネルギー塑性率  $\mu_e$  は次のようになる。

$$\mu = 2 \text{ のとき } \mu_e = \frac{E_H}{F_y\delta_y}$$

$$\mu = 4 \text{ のとき } \mu_e = \frac{E_H}{\frac{F_y}{2} \times \frac{\delta_y}{2}} = 4 \times \frac{E_H}{F_y\delta_y}$$

履歴消費エネルギー  $E_H$ 、損傷パラメータ  $\gamma$  を一定と仮定した場合の応答性状は以上ようになる。これを逆に考えれば、応答最大塑性率  $\mu$  が大きくなると履歴ループ面積  $E_L$  が小さくなるものの、その代わりに繰返し回数  $n$  が大きくなって、履歴消費エネルギー  $E_H$  は安定した値となる。また、応答最大塑性率  $\mu$  が大きくなるとエネルギー塑性率  $\mu_e$  は  $\mu^2$  に比例して大きくなり、(2.11) 式より損傷パラメータ  $\gamma$  も安定した値になるといえる。

RC 造に関しては復元力特性が比較的複雑であるため、その応答機構を把握することは難しいが、前述の条件 ( $T_0 \geq 0.6$ ,  $\mu \geq 2$ ) の範囲においては同様の性状があるものと推察される。

## 2.5 所要耐力

所定の応答最大塑性率  $\mu$  を与えるような降伏耐力  $F_y$  を所要耐力とし、降伏ベースシア係数  $C_B = F_y/mg$  ( $g$  は重力加速度) の形で縦軸にとり、固有周期との関係を図 2.14 に示す。 $\mu$  が大きいほど所要耐力は小さいことが分かる。

現行耐震設計法における大地震に対する設計用降伏ベースシア係数は 1.0 であるが、靱性の期待できる構造については構造特性係数  $D_S$  によって低減できるとして



おり、RC造については  $D_s=0.3 \sim 0.55$  が示されている。本研究では、ごく短周期で降伏ベースシア係数がほぼ1となっている  $\mu=1$  のときを基準として、それに対する所要耐力の比を図2.15に示す。ごく短周期を除いて、それぞれの  $\mu$  ごとに、固有周期によらずほぼ一定の値となっており、所要耐力の比が  $0.3 \sim 0.55$  となるのは、 $\mu=1.8 \sim 4.0$  程度である。

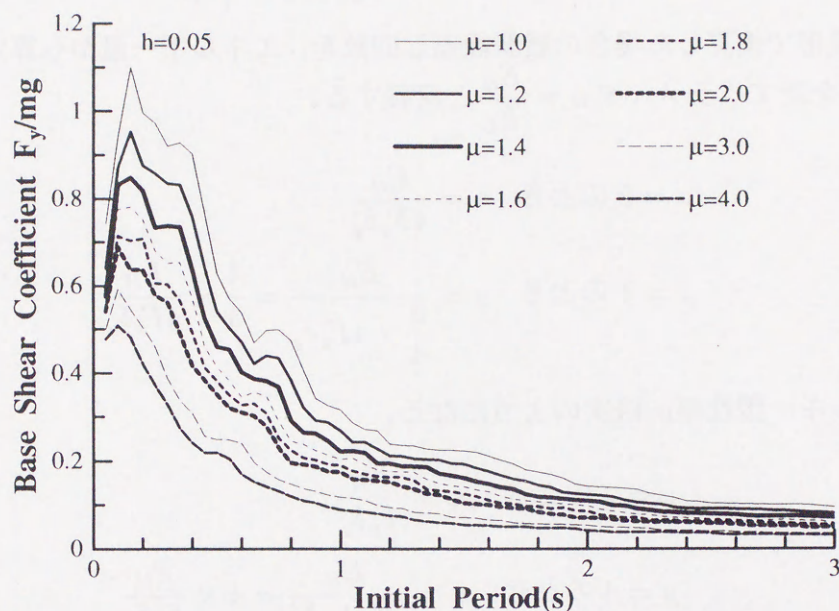


図 2.14 所要耐力

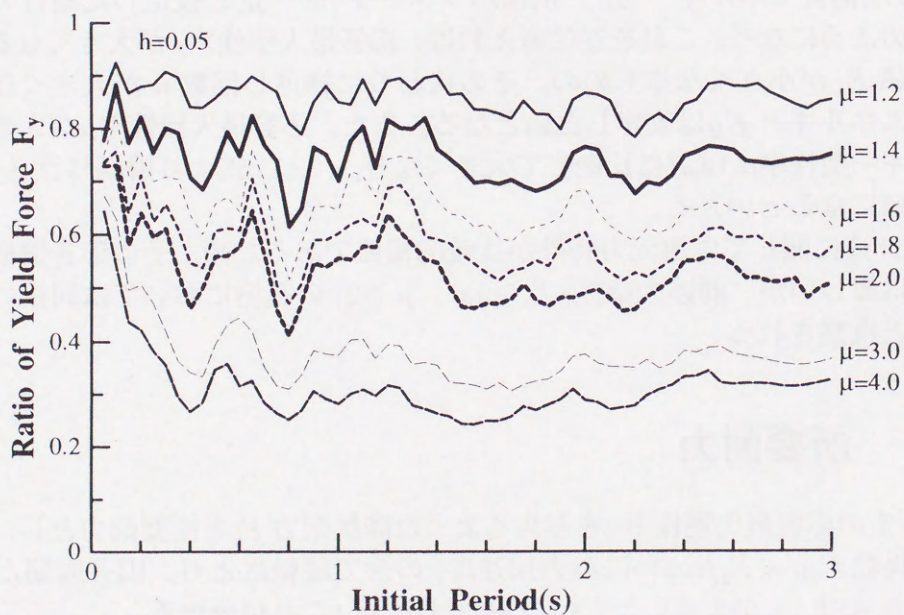


図 2.15 所要耐力の比



## 2.6 観測地震動による応答性状

本章においては、構造物の応答をエネルギー的な観点から検討し、その性状に関していくつかの知見を得た。しかしながら、これまで述べてきた結論は、応答スペクトル性状の安定した仮想の模擬地震動によって得られたものであり、現実の地震動にも共通する点、相違する点の検証が不可欠であると考えられる。

ここでは、6波の観測地震動による応答性状の検討を行う。

### 2.6.1 弾性応答性状

本節で用いる観測地震動は、特殊な地盤条件とはいえない観測点で記録されたものを対象とし、耐震設計において慣用的に用いられている地震動、及び近年の大加速度地震動から6波を選出した。観測地震動の諸元を表2.2に示す。図2.16に加速度時刻歴を示すが、応答解析においてはこの40秒間を用いることとする。加速度応答スペクトル  $S_A$  を図2.17、速度応答スペクトル  $S_V$  を図2.18、弾性の地震動入力エネルギー  $V_I$  を図2.19に示す。

Sylmar波、神戸波は、 $S_A$ 、 $S_V$ 、 $V_I$ のすべてが大きな値を示しており、また、比較的広い周期範囲に及んでいるといえる。

釧路波の  $S_V$  はそれほどでもないが、ごく短周期で  $V_I$  が非常に大きくなっており、継続時間の長い短周期の繰返し地動によって大きなエネルギーが入力されていると考えられる。

東北大波や八戸波の  $S_A$  はそれほど大きくないものの、 $V_I$  が大きな値を示しており、継続時間内の繰返しによるエネルギー入力で損傷を与えるタイプの地震動であるといえる。

表 2.2 入力地震動

観測地, 成分	地震名	$A_{\max}(\text{cm/s}^2)$	$V_{\max}(\text{cm/s})$
El Centro NS	1940 Imperial Valley 地震	341.7	33.7
東北大学 NS	1978 宮城県沖地震	258.2	41.6
釧路気象台 N63E	1993 釧路沖地震	711.4	32.5
Sylmar County Hospital NS	1994 Northridge 地震	826.8	121.6
八戸市役所 N164E	1994 三陸はるか沖地震	415.9	44.4
神戸海洋気象台 NS	1995 兵庫県南部地震	817.8	82.7



第2章 1 質点系の地震時エネルギー応答性状

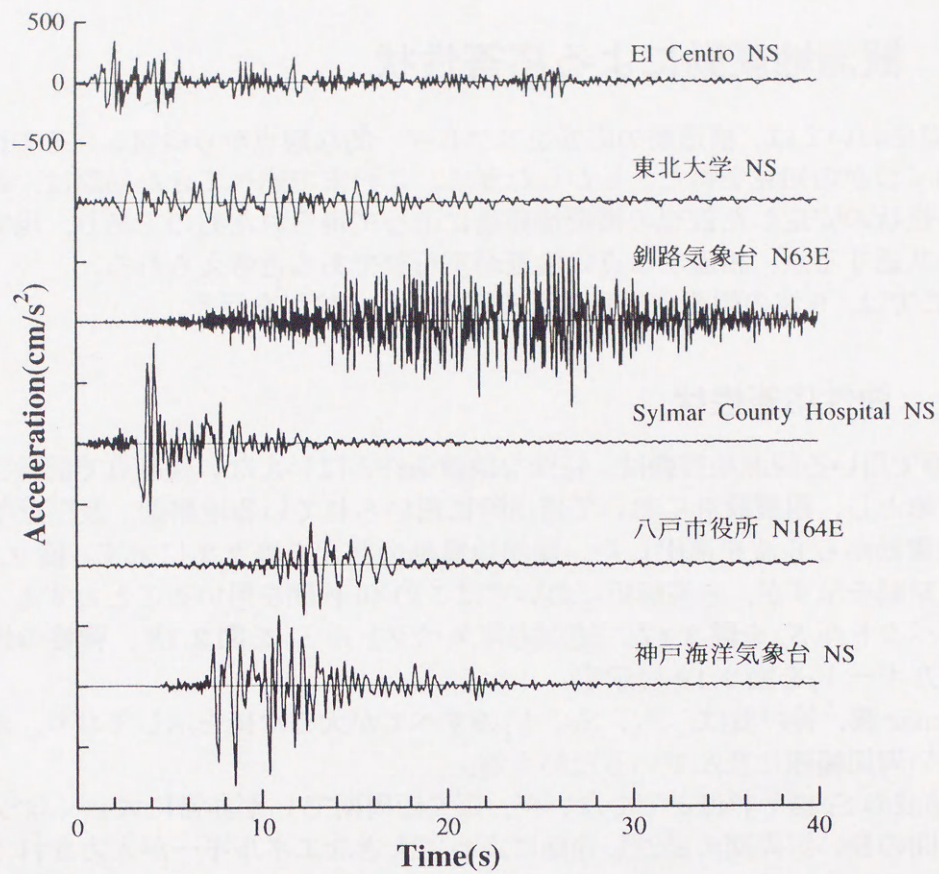


図 2.16 観測地震動の加速度時刻歴

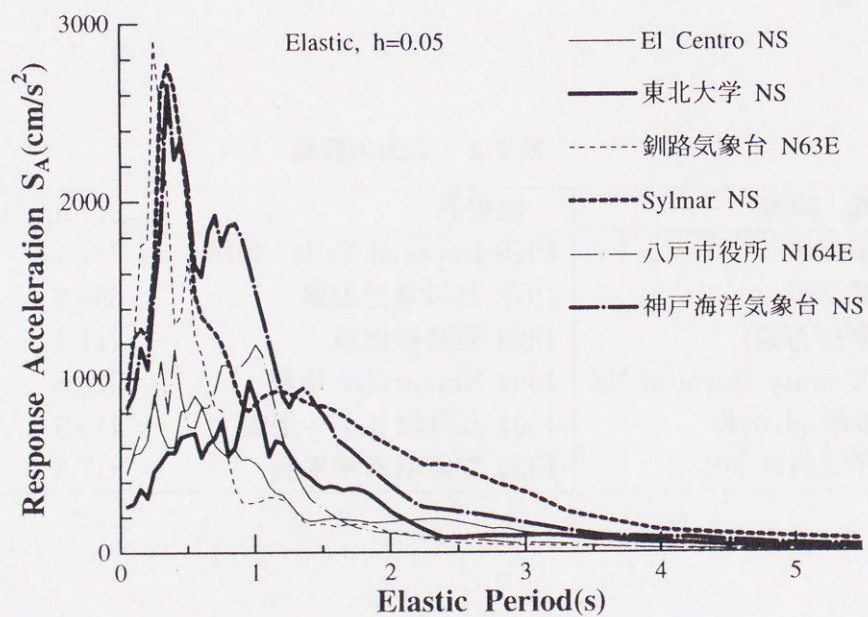


図 2.17 弾性加速度応答スペクトル



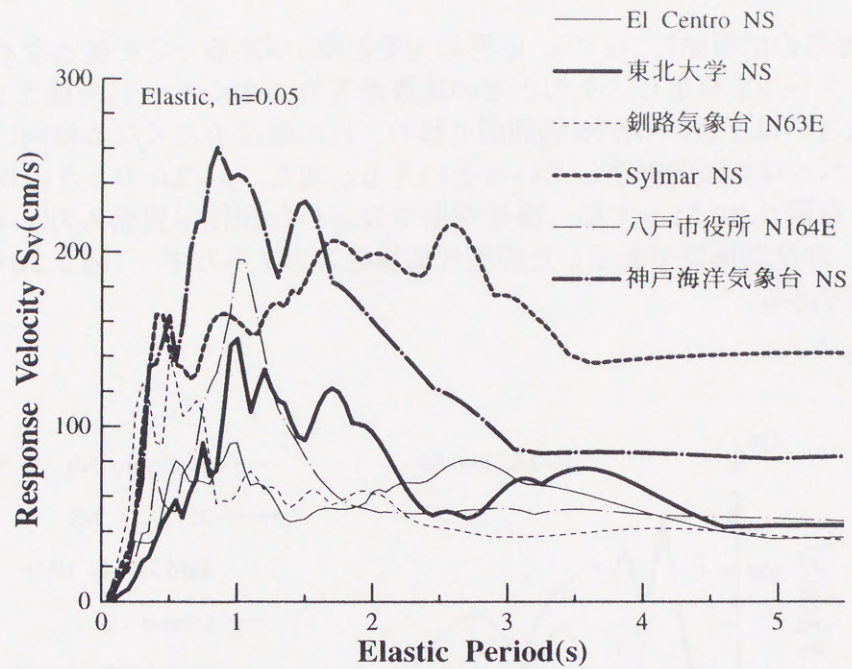


図 2.18 弾性速度応答スペクトル

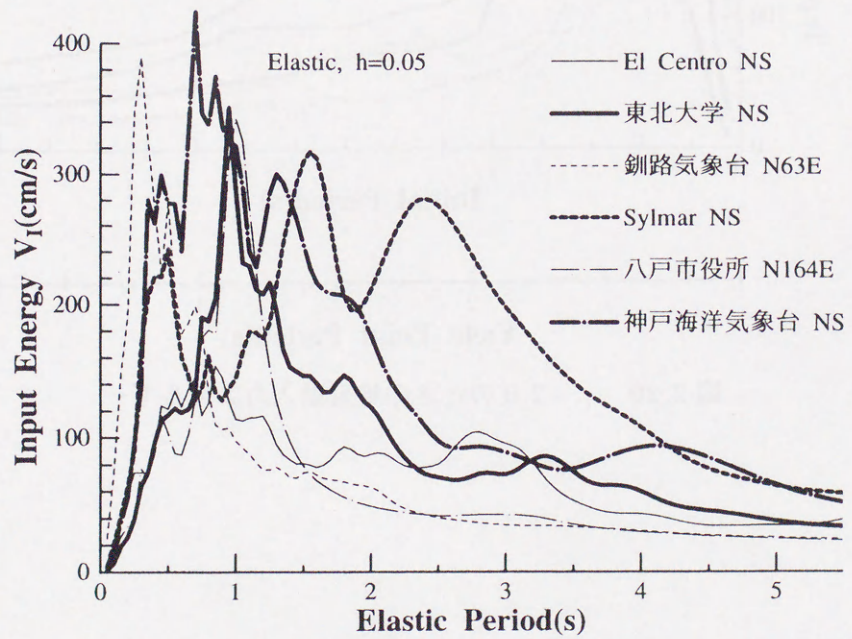


図 2.19 弾性地震動入力エネルギー



### 2.6.2 地震動の入力エネルギー

それぞれの地震動について、応答最大塑性率 $\mu$ がある一定の値となるような所要耐カスペクトルを算定し、そのときの地震動入力エネルギー $V_I$ を図2.21に示す。

$\mu$ が大きいほどピークが短周期側に移り、 $V_I$ の値は小さくなる傾向にあるが、全体的なレベルは比較的安定しているといえる。また、 $\mu=2.0$ のときの地震動入力エネルギーを図2.20に示すが、弾性周期で表示した弾性地震動入力エネルギー(図2.19)と、降伏時周期で表示した弾塑性地震動入力エネルギー(図2.20)は対応しているようである。

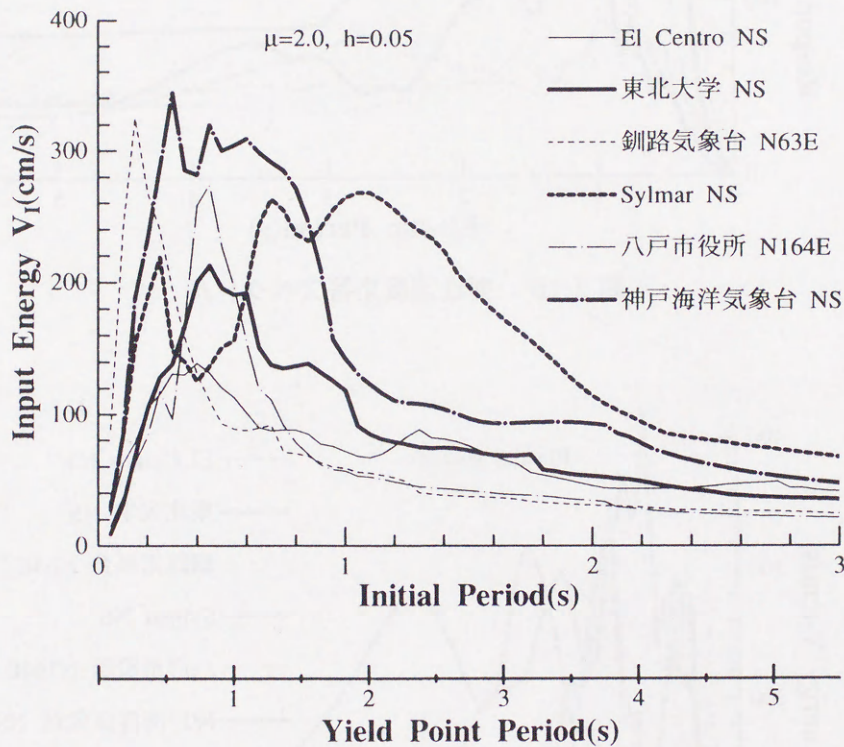


図 2.20  $\mu=2.0$  のときの地震動入力エネルギー



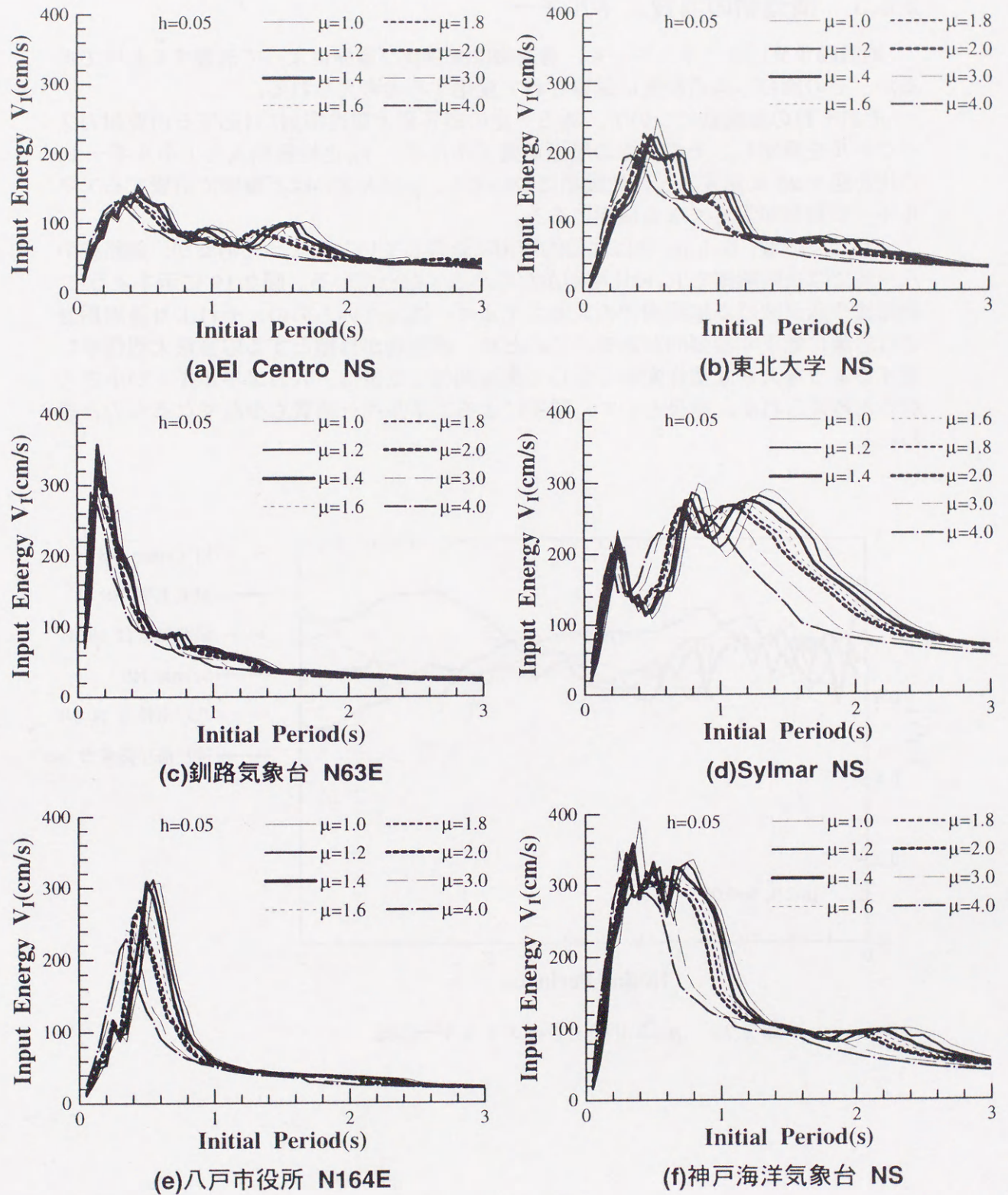


図 2.21 地震動入力エネルギー



### 2.6.3 構造物の消費エネルギー

地震動が及ぼすエネルギーを、構造物は減衰及び履歴によって消費するわけであるが、その割合は構造特性に影響されて変化すると考えられる。

それぞれの地震動について、ある一定の応答最大塑性率 $\mu$ に対応する所要耐カスペクトルを算定し、そのときの履歴消費エネルギー $V_H$ と地震動入力エネルギー $V_I$ の比を図2.23に示す。どの地震動についても、 $\mu$ が大きいほど履歴で消費するエネルギーの割合が大きくなる傾向にある。

El Centro 波, Sylmar 波は比較的周期に依存していないようであるが、釧路波や八戸波では長周期側で $V_H$ の比率がかなり小さくなっている。図2.19に示すように、釧路波や八戸波は卓越周期での入力エネルギーは大きいものの、それより長周期側では急激に低下する傾向がある。このため、構造物が目標とする応答最大塑性率に達するような大きな塑性変形を生じて長周期化した後は、入力エネルギーが小さくなると考えられる。結果として、履歴によるエネルギー消費も少なくなるものと思われる。

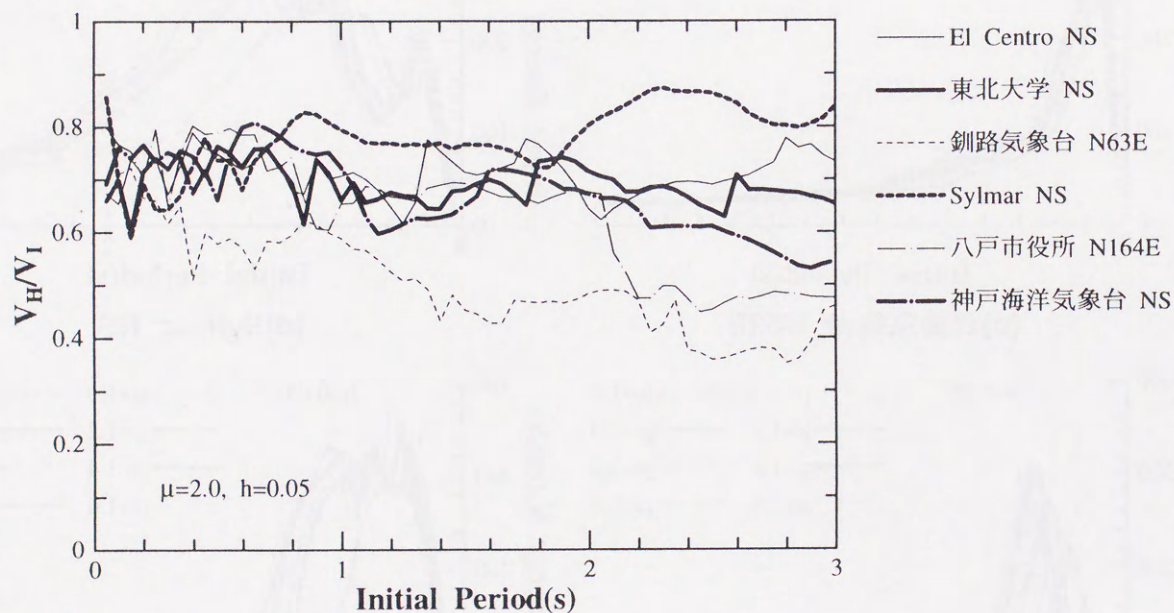


図 2.22  $\mu=2.0$  のときのエネルギーの比



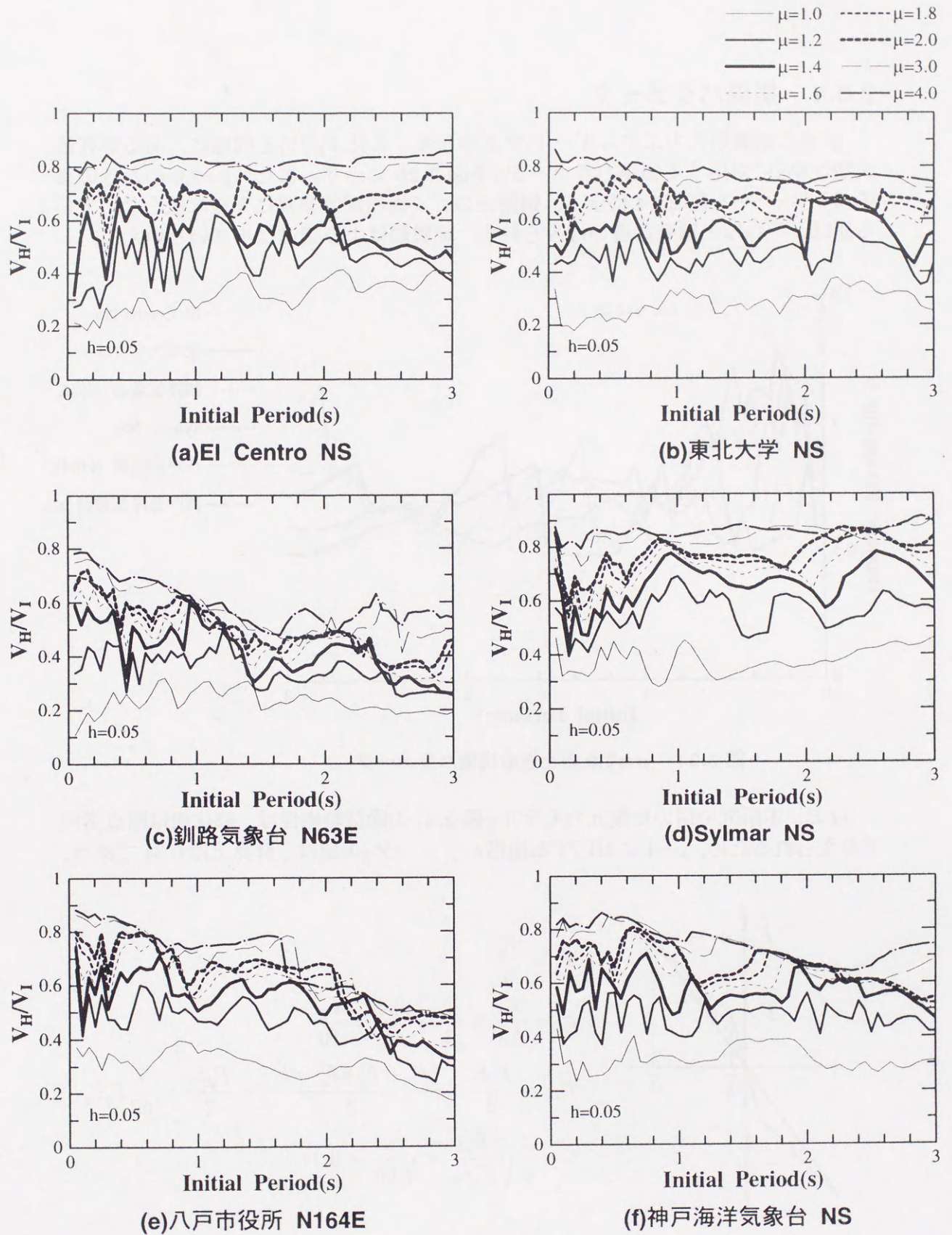


図 2.23 エネルギーの比



#### 2.6.4 損傷パラメータ

前述の地震動入力エネルギー  $V_I$  やエネルギーの比  $V_H/V_I$  と同様に、ある応答最大塑性率  $\mu$  に対応する損傷パラメータ  $\gamma$  を図 2.26 に示す。また、 $\mu=2.0$  のときの損傷パラメータ  $\gamma$  を図 2.24 に示す。釧路波のごく短周期で非常に大きな値となっている他は、それほど顕著な違いはみられず、地震動による相違は小さいといえる。

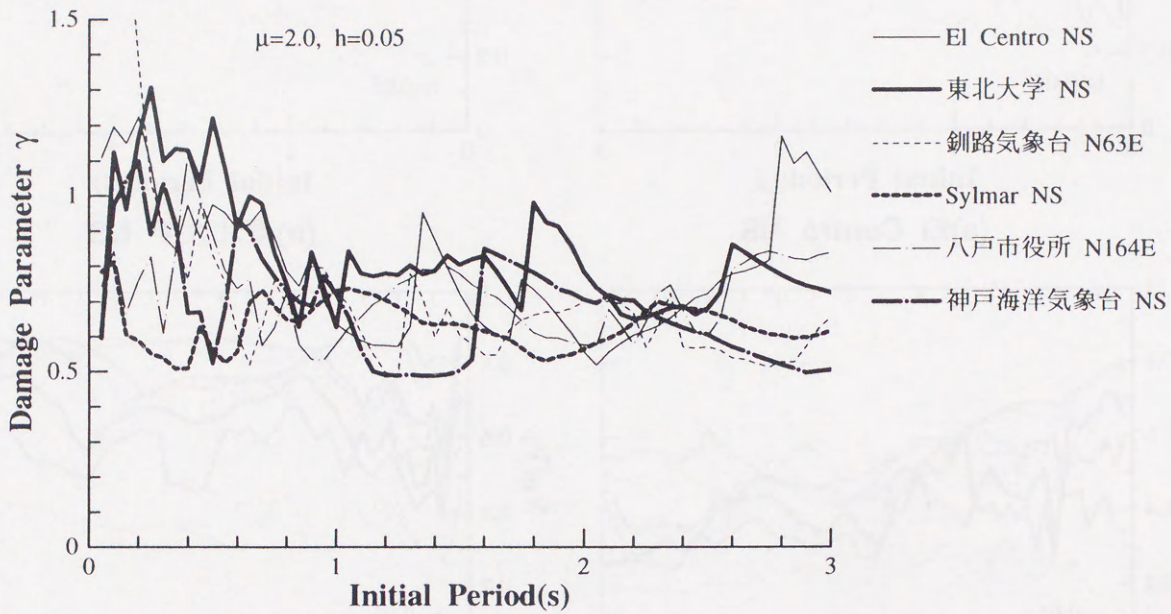


図 2.24  $\mu=2.0$  のときの損傷パラメータ

なお、本研究で用いた復元力モデル (図 2.4) の除荷時剛性は、降伏前は原点指向で与えられるため、 $\mu=1$  に対応する損傷パラメータ  $\gamma$  の値は、計算上は 0.34 である。

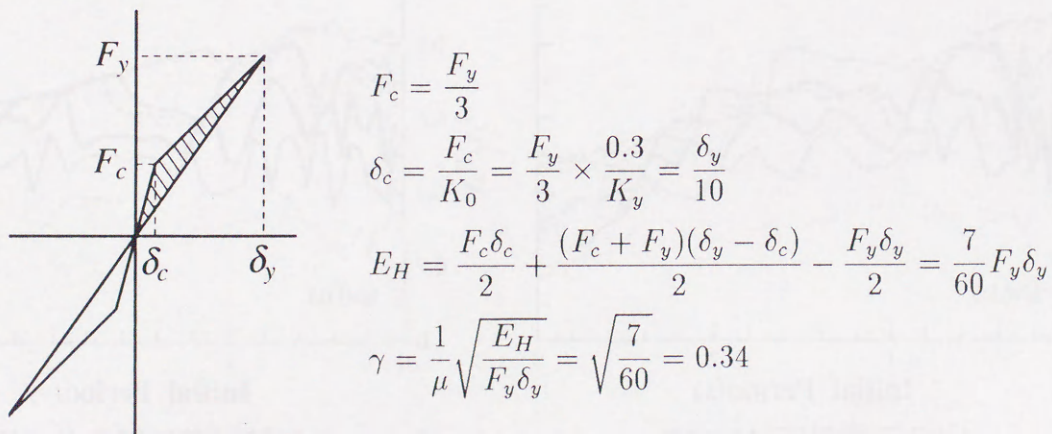
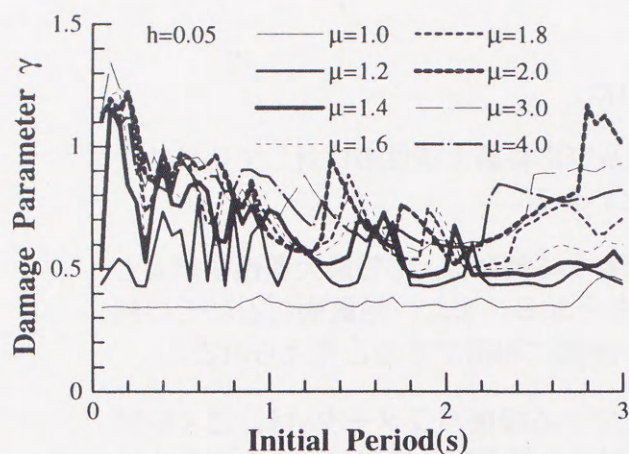
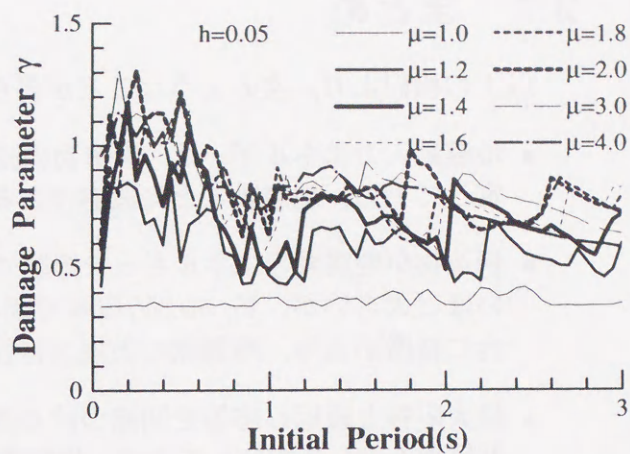


図 2.25  $\mu=1.0$  のときの履歴消費エネルギー、損傷パラメータ

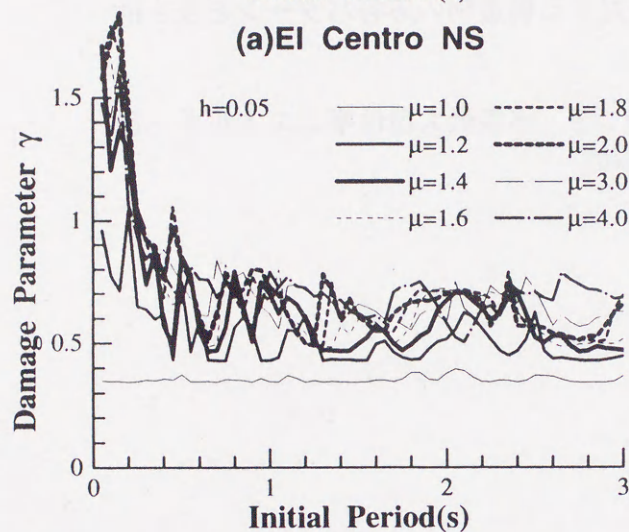




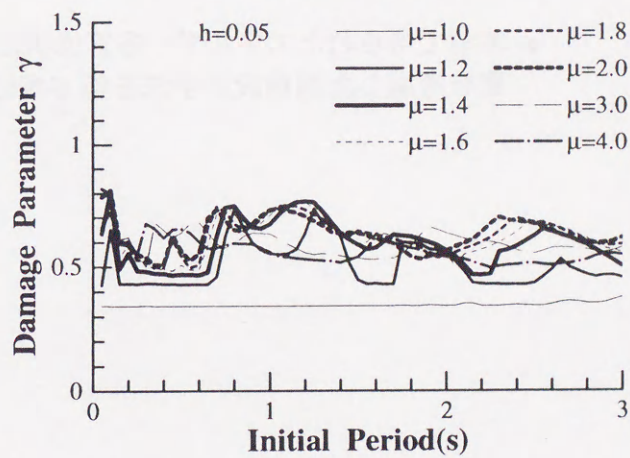
(a) El Centro NS



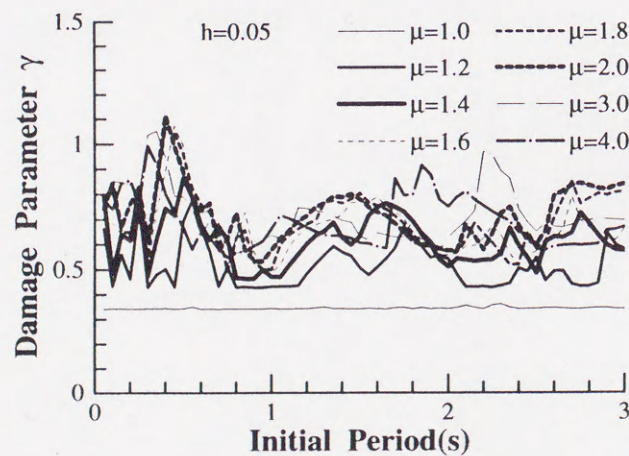
(b) 東北大学 NS



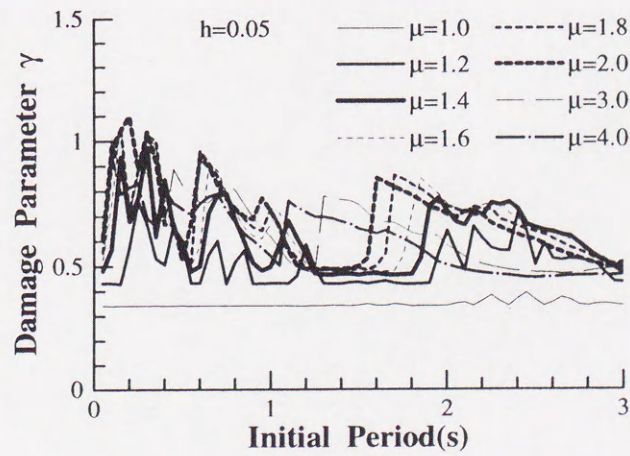
(c) 釧路気象台 N63E



(d) Sylmar NS



(e) 八戸市役所 N164E



(f) 神戸海洋気象台 NS

図 2.26 損傷パラメータ



## 2.7 まとめ

以上の検討より、次のようなことが得られた。

- 地震動入力エネルギーは、構造物の減衰及び応答最大塑性率に対して比較的安定しており、地震動ごとに固有であるといえる。
- 構造物が地震動のエネルギーを履歴で消費する割合は、応答最大塑性率が大きいほど大きい。が、 $V_H=0.8V_I$ 程度で頭打ちとなる。また、地震動ごとにその割合に特徴があり、地震動の破壊力特性の評価に利用できると考えられる。
- 最大応答と繰返し応答を関連づける係数である損傷パラメータ $\gamma$ は、ごく短周期領域を除いて安定しており、地震動に対する構造物の応答パターンを表す指標と考えられる。
- 本章で得られたエネルギー応答性状に基づき、応答最大塑性率とエネルギー消費を考慮した耐震設計手法を第4章に示す。



## 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状

本章では終局強度設計法<sup>[48][49]</sup>において目標とされている梁降伏型 RC 造骨組を対象とし、1 質点系及び多層骨組における耐震性能 (復元力特性, 部材塑性率) の対応関係について検討することを目的としている。これによって 1 質点系の応答と多層骨組の応答を関連づけて評価することが可能となり、1 質点系解析の意義がより明確になると考えられる。

### 3.1 解析対象建物の概要及び設計

解析対象建物は 5, 10, 15 層の純フレーム RC 造建物であり、階高は 1 層が 4.0m, 2 層以上は 3.5m とし、スパンを 6.0m とした。建物高さ, 部材サイズなどの建物諸元を表 3.1 に示す。

表 3.1 解析対象建物の諸元

層数	建物高さ (m)	柱 (cm×cm)	梁 (cm×cm)	弾性周期 (s)
5	18.0	65×65	40×70	0.585
10	35.5	80×80	50×85	0.717
15	53.0	85×85	55×90	0.923

解析に際しては、図 3.1 に示すような平面中柱に建物をモデル化した。重量は  $1.2\text{t/m}^2$  とし、1 層につき 43.2t とした。梁についてはスラブ効果 2.0 を考慮する。このモデルに対して線形解析を行い、弾性周期及び固有振動モードを算定しておく。

建物の耐震設計は、終局強度設計法における梁降伏型を考慮して以下のように行った。

ある降伏ベースシア係数を定め、それに対応する  $A_i$  分布外力による静的線形解析を行い、そのときの部材応力をヒンジ部の降伏モーメントとする。但しこのとき、降伏ヒンジを想定する部材である梁部材の剛性は 0.3 倍に低下させ、柱部材の剛性はそのままとした。なお、本研究では部材耐力と応答変形の関連性の検討を行っているため、降伏モーメントが小さすぎる場合でも敢えて最小配筋量の規定は適用しないこととする。



### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状

部材モデルは柱・梁ともに材端曲げバネモデル(図3.2)を用い、部材端の復元力特性は図3.3に示すような Takeda モデル型を有するものとし、降伏時剛性低下率は0.3とした。せん断に関しては、十分なせん断補強がなされているものと仮定し、弾性とした。

また、梁降伏型の全体降伏機構を想定し、図3.4に示すように1層柱脚以外の柱端は十分な耐力を持ち、降伏しないものとした。

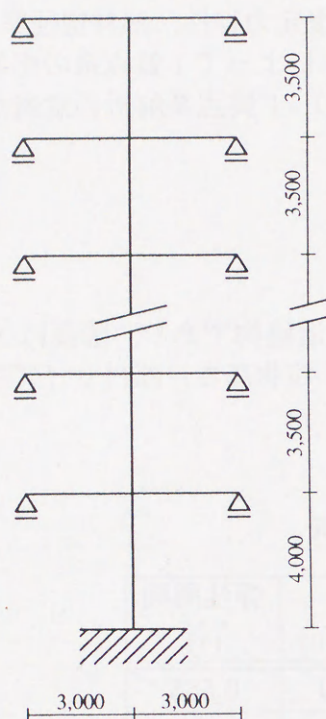


図 3.1 解析モデル

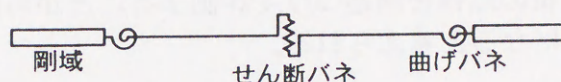


図 3.2 部材モデル

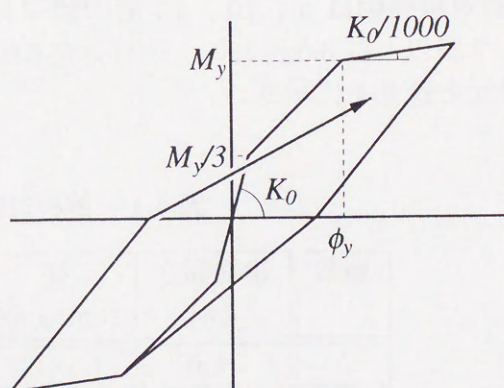


図 3.3 部材端のモーメント-回転角関係

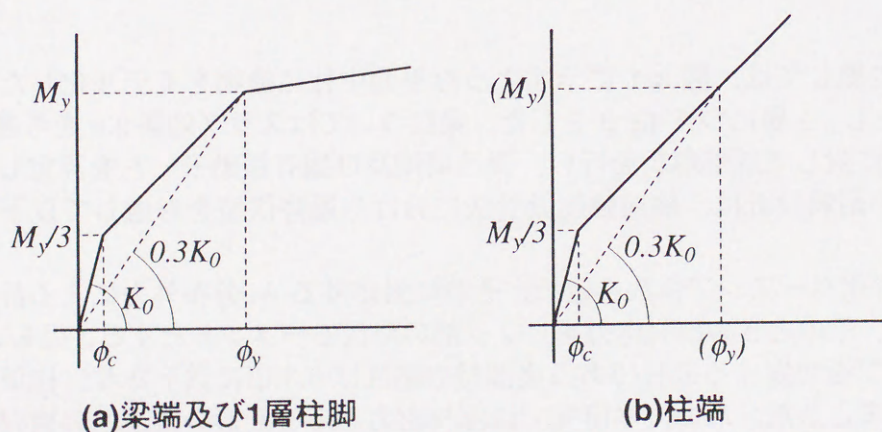


図 3.4 部材端の復元力特性



日米共同研究－PRESSS－プロジェクトで提案された構造設計指針<sup>[50][51]</sup>においては、RC造建築物が満足すべき耐震性能評価基準を定めており、原則として静的漸増載荷非線形解析によって確認することとされている。純フレーム構造の耐震性能評価基準の一部を以下に示す。

#### 使用限界状態

使用限界設計用地震力は標準ベースシア係数 0.2 の  $A_i$  分布荷重とする。使用限界設計用地震力に相当する荷重時に、以下の項目を満足する必要がある。

- 1) 部材に曲げ降伏が生じない
- 2) 各層の層間変形角が  $1/200$  を超えない

#### 終局限界状態

終局限界設計用必要水平耐力は標準ベースシア係数 0.3 の  $A_i$  分布荷重とする。

最大層間変形角が設計限界変形  $1/100$  に達したとき、以下の項目を満足する必要がある。

- 1) 各階の水平強度が終局限界設計用必要水平耐力の 0.9 倍以上
- 2) 降伏ヒンジを想定する部位の塑性率

梁部材	2.0 以下
圧縮柱	1.5 以下

最大層間変形角が設計保証変形  $1/50$  に達したとき、以下の項目を満足する必要がある。

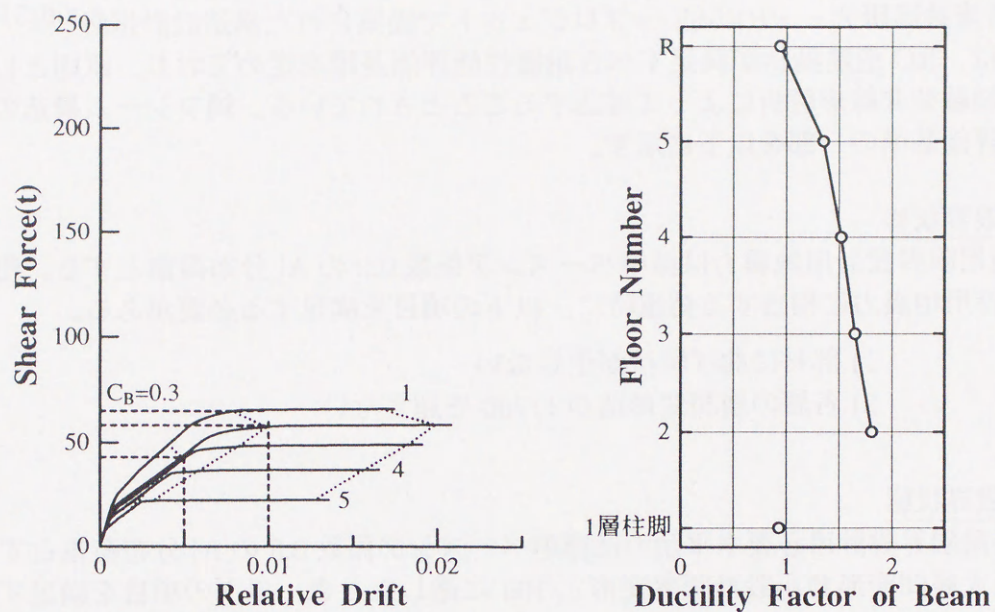
- 1) 各階の水平強度が終局限界設計用必要水平耐力を上回る
- 2) 降伏ヒンジを想定する部位の塑性率

梁部材	4.0 以下
圧縮柱	3.0 以下

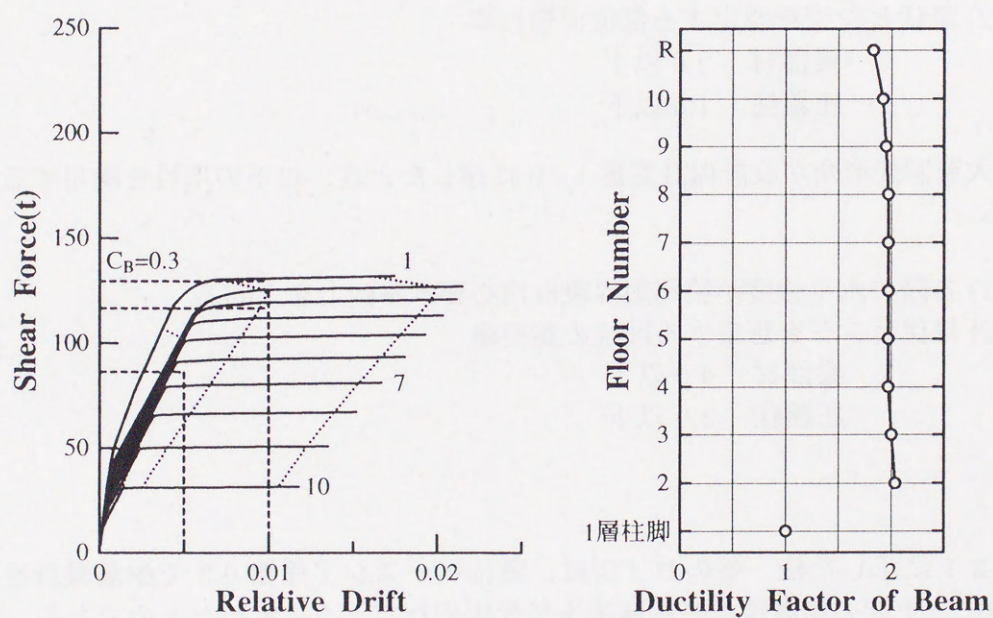
表 3.1 に示した柱、梁のサイズは、降伏ベースシア係数 0.3 で耐震設計を行った場合に、上記の耐震性能評価基準を最低限満たすように定めたものである。降伏ベースシア係数  $C_B=0.3$  の場合の層せん断力－層間変形角関係と設計限界変形時の梁端塑性率を図 3.5 に示す。



### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状



(a)5 層



(b)10 層



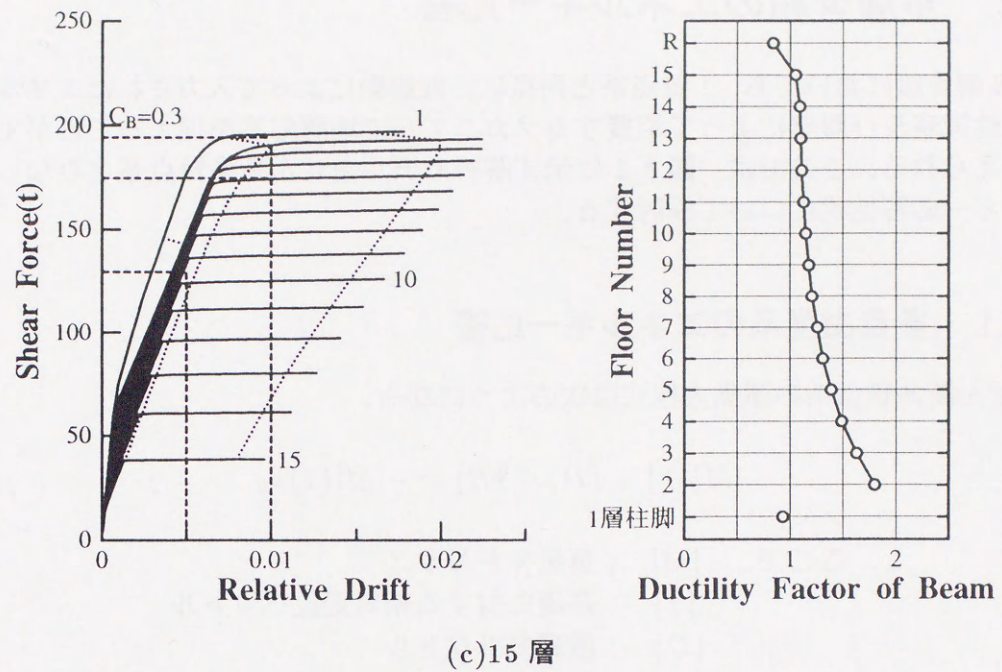


図 3.5  $C_B=0.3$  の場合の層せん断力-層間変形角関係と設計限界変形時の梁端塑性率

ここで、層、階、レベルを次のように定義する。

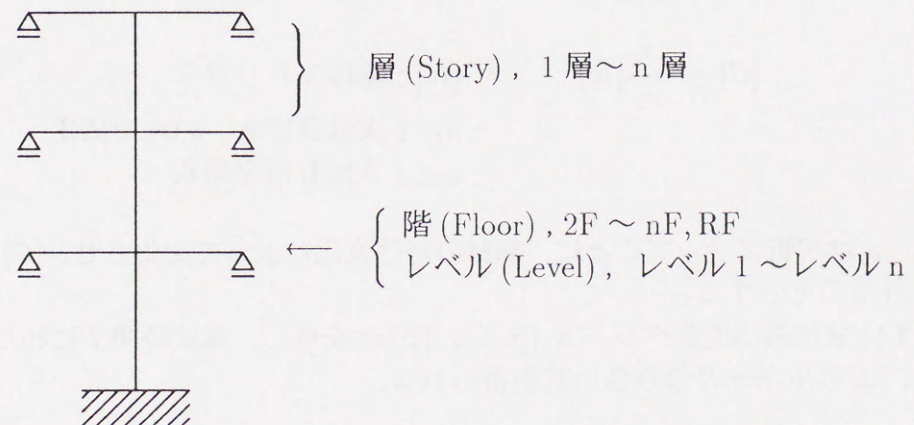


図 3.6 層、階、レベルの定義

これに従い、レベル  $i$  の変位、 $i$  層層せん断力、 $i$  階梁、 $i$  層柱などと呼称することにする。



## 3.2 多層骨組のエネルギー応答

多層骨組においても、1質点系と同様に、地震動によって入力されたエネルギーを粘性減衰及び履歴によって消費するメカニズムで地震応答を捉えることができると考えられる。ここでは、図3.1に示す解析モデルをせん断多質点系とみなし、エネルギー応答性状について検討する。

### 3.2.1 多自由度系のエネルギー応答

せん断多質点系の運動方程式は次のようになる。

$$[M]\{\ddot{x}\} + \{D\} + \{R\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_0 \quad (3.1)$$

ここで、  
 $[M]$  ; 質量マトリクス  
 $\{x\}$  ; 基礎に対する相対変位ベクトル  
 $\{D\}$  ; 減衰力ベクトル  
 $\{R\}$  ; 復元力ベクトル  
 $\{1\}$  ; すべての成分が1のベクトル  
 $\ddot{x}_0$  ; 地動加速度

減衰マトリクスは瞬間剛性マトリクス比例を仮定し、次のように定義する。

$$\begin{aligned} \{D\} &= [C]\{\dot{x}\} & [C] & \text{; 減衰マトリクス} \\ [C] &= \frac{2h_1}{\omega_1}[K] & [K] & \text{; 剛性マトリクス} \\ & & h_1 & \text{; 1次減衰定数, 0.05で固定} \\ & & \omega_1 & \text{; 1次固有円振動数} \end{aligned}$$

$[K]$ ,  $\omega_1$ は解析ステップごとに、部材の特性変化によって変化させ、 $[C]$ ,  $\{D\}$ の算定を行うこととする。

(3.1)式に微小変位ベクトル  $\{dx\} = \{\dot{x}\}dt$  を乗じ、継続時間  $T$  にわたって積分すると、エネルギーのつり合い式が得られる。

$$\begin{aligned} \int_0^T \{\ddot{x}\}^t [M] \{\dot{x}\} dt + \int_0^T \{D\}^t \{\dot{x}\} dt + \int_0^T \{R\}^t \{\dot{x}\} dt \\ = -\ddot{x}_0 \int_0^T \{1\}^t [M] \{\dot{x}\} dt \end{aligned} \quad (3.2)$$

ここで、 $\{ \}^t$ は転置ベクトルを表す。



各項のエネルギーを次のように定義する。

$$\begin{aligned} \text{運動エネルギー} & E_V = \int_0^T \{\ddot{x}\}^t [M] \{\dot{x}\} dt \\ \text{減衰消費エネルギー} & E_D = \int_0^T \{D\}^t \{\dot{x}\} dt \\ \text{履歴消費エネルギー} & E_H = \int_0^T \{R\}^t \{\dot{x}\} dt \\ \text{地震動入力エネルギー} & E_I = -\ddot{x}_0 \int_0^T \{1\}^t [M] \{\dot{x}\} dt \end{aligned}$$

### 3.2.2 エネルギー応答の時刻歴

以下において、降伏ベースシア係数  $C_B=0.3$  として設計した骨組のエネルギー応答性状の検討を行う。本研究における多層骨組の動的解析には、鉄筋コンクリート骨組の弾塑性地震応答解析プログラム FRAME-D<sup>[52]</sup>を用いるが、減衰マトリクスは、1次減衰定数を0.05とした瞬間剛性マトリクス比例型とする。

最大速度を50cm/sに規準化した、El Centro NS波及び神戸海洋気象台 NS波(表3.2)に対して、各骨組のエネルギー応答の時刻歴を図3.8、図3.9に示す。ここでレベル*i*の復元力  $R_i$ は、*i*層柱頭及び*i*+1層柱脚のせん断力の差とした。また、減衰消費エネルギーは  $E_D = E_I - E_D - E_H$ によって算定した。

表 3.2 入力地震動

	$A_{\max}(\text{cm/s}^2)$	$V_{\max}(\text{cm/s})$
El Centro NS 50cm/s	507.0	50.0
神戸海洋気象台 NS 50cm/s	494.4	

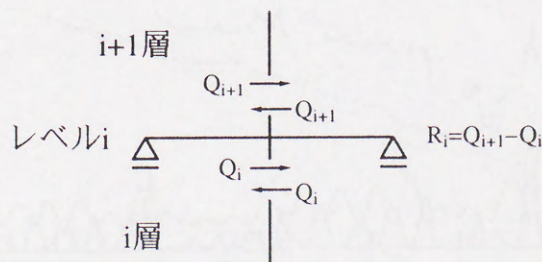
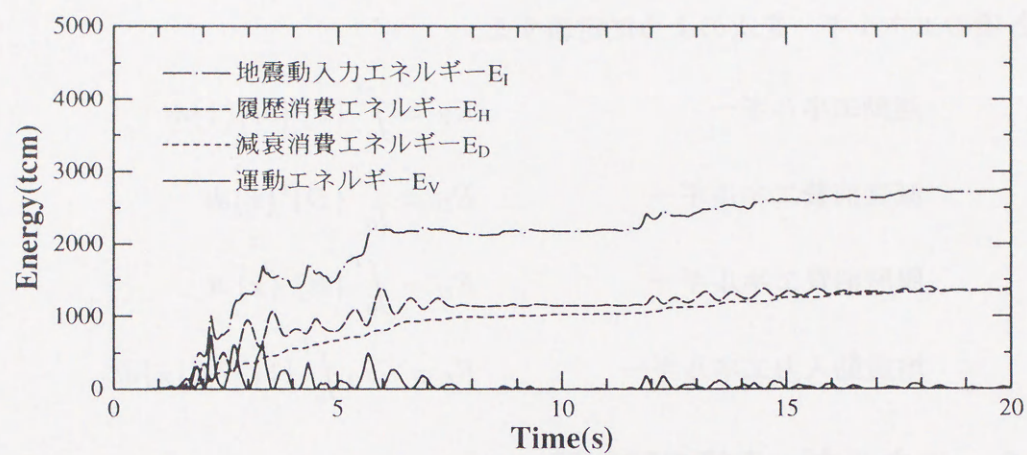


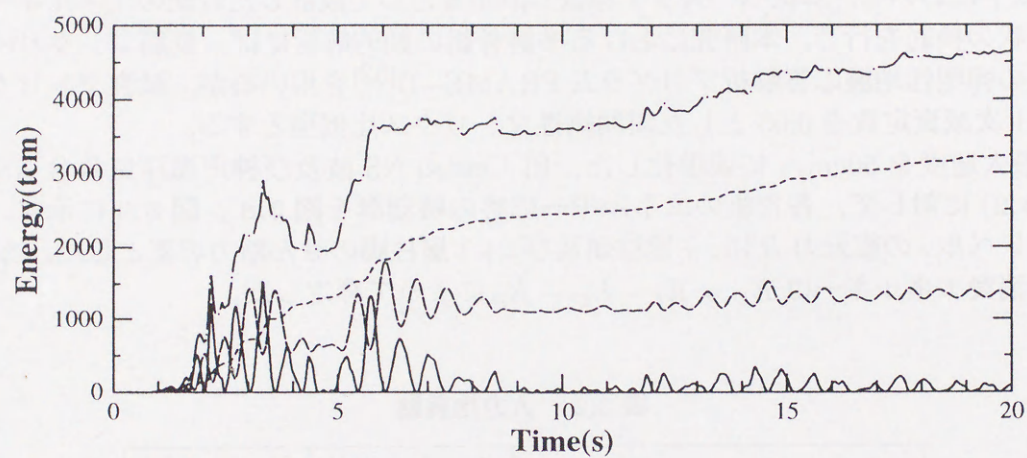
図 3.7 各レベルの復元力



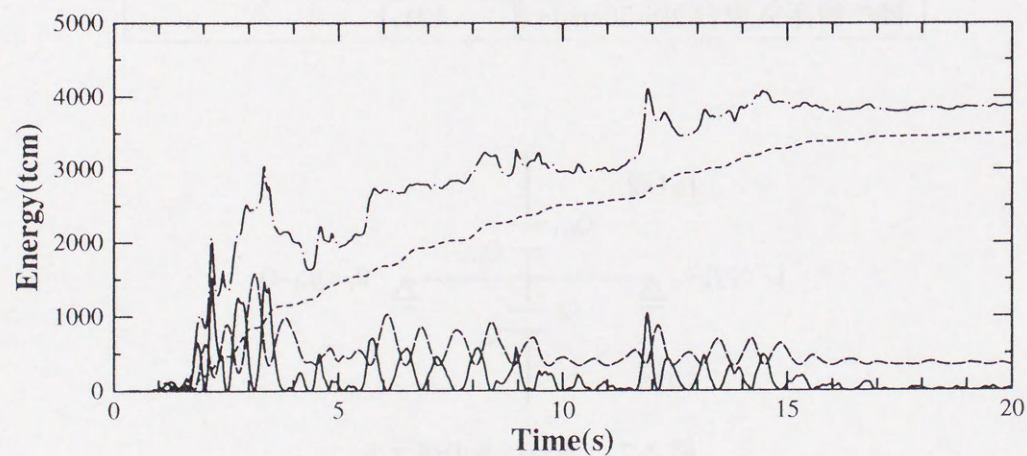
### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状



(a) 5 層



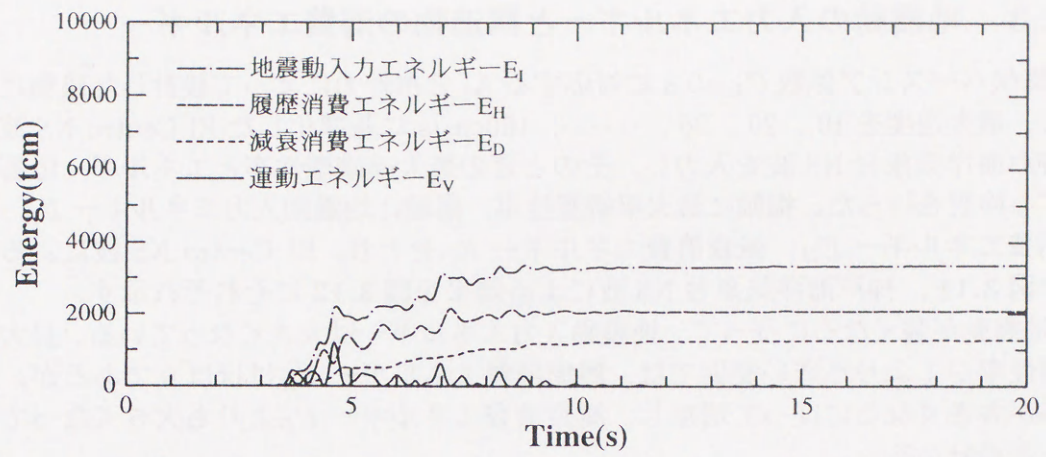
(b) 10 層



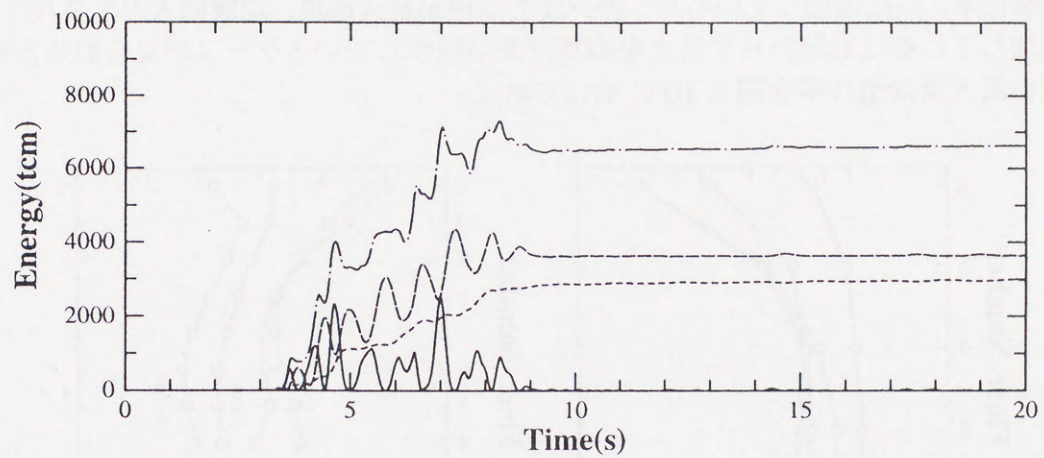
(c) 15 層

図 3.8 エネルギー応答の時刻歴 (El Centro NS 50cm/s)

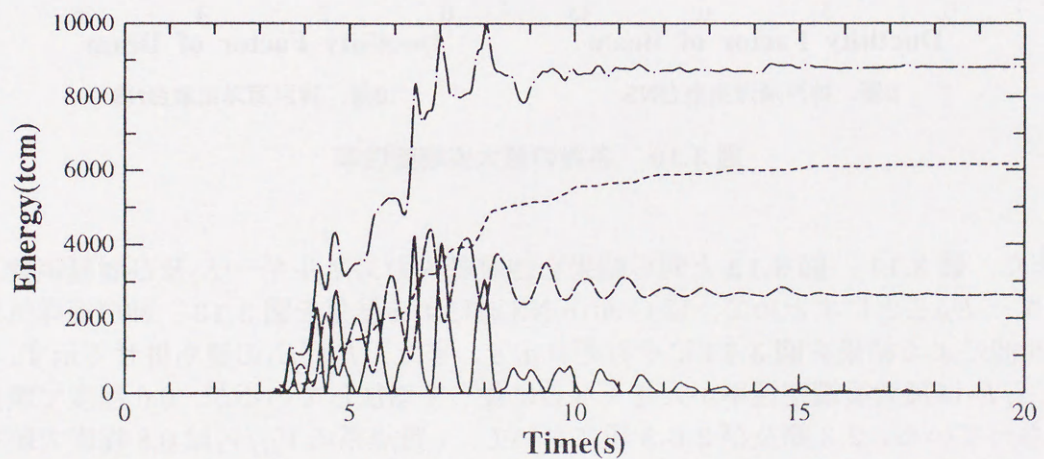




(a) 5 層



(b) 10 層



(c) 15 層

図 3.9 エネルギー応答の時刻歴 (神戸海洋気象台 NS 50cm/s)



### 3.2.3 地震動の入力エネルギーと構造物の消費エネルギー

降伏ベースシア係数  $C_B=0.3$  に対応する  $A_i$  分布外力によって設計した建物に対して、最大速度を 10, 20, 30, …, 100cm/s に基準化した El Centro NS 波及び神戸海洋気象台 NS 波を入力し、そのときの最大梁端塑性率とエネルギー応答に関する検討を行った。横軸に最大梁端塑性率、縦軸に地震動入力エネルギー  $E_I$ 、履歴消費エネルギー  $E_H$ 、減衰消費エネルギー  $E_D$  をとり、El Centro NS 波による結果を図 3.11, 神戸海洋気象台 NS 波による結果を図 3.12 にそれぞれ示す。

地震動が強くなるに従って、地震動入力エネルギーは大きくなっている。最大梁端塑性率が 1 より小さい範囲では、履歴消費エネルギー  $E_H$  はほぼ 0 であるが、塑性率が大きくなるに従って増加し、減衰消費エネルギー  $E_D$  よりも大きくなっていくことが分かる。

El Centro 波は最大速度を大きくしていくに従って地震動入力エネルギー、最大梁端塑性率、共に増加しているが、神戸波では地動最大速度、地震動入力エネルギーが増加しているにも関わらず最大梁端塑性率が減少しているケースが見られるため、各階の最大梁端塑性率を図 3.10 に示しておく。

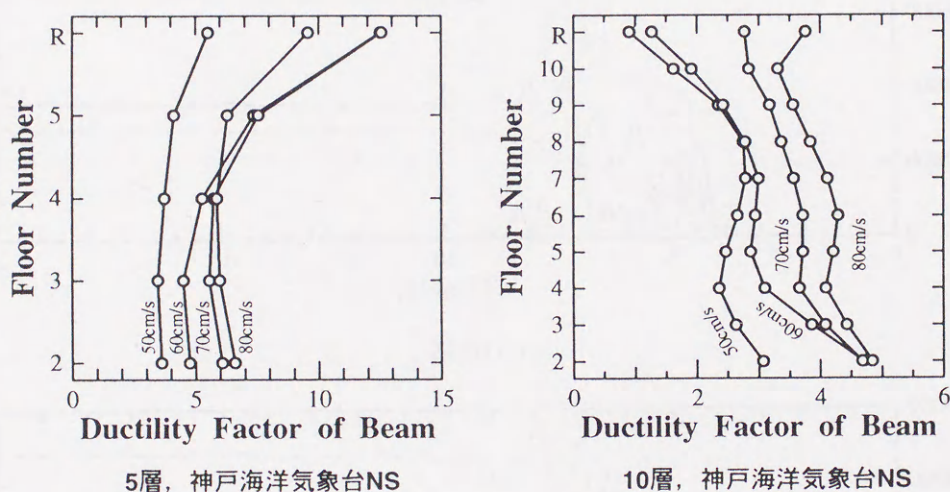
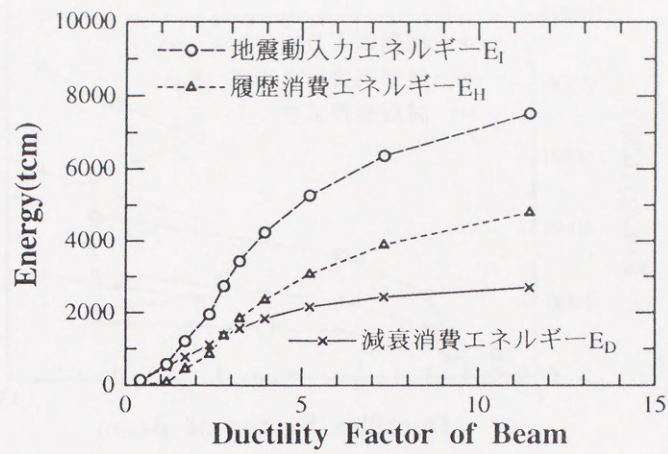


図 3.10 各階の最大梁端塑性率

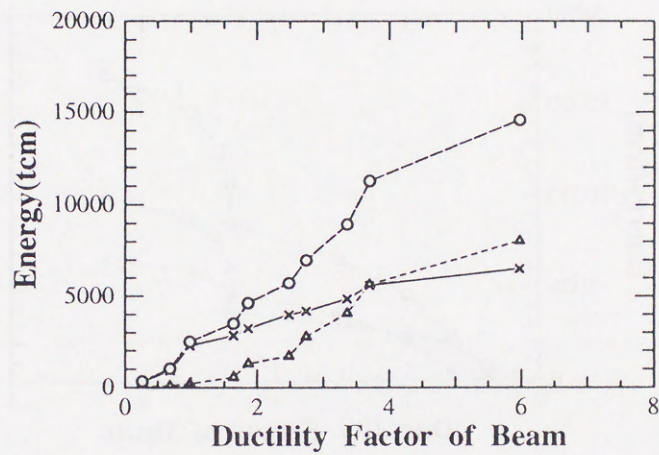
また、図 3.11, 図 3.12 と同じ結果を地震動入力エネルギー  $E_I$  及び履歴消費エネルギー  $E_H$  ごとにまとめて、El Centro NS 波による結果を図 3.13, 神戸海洋気象台 NS 波による結果を図 3.14 にそれぞれ示す。また、 $E_H/E_I$  の値も併せて示す。

$E_H/E_I$  は最大梁端塑性率が大きくなるに従って増加しているが、0.6 程度で頭打ちになっている。2.3 節及び 2.6.3 項において、1 質点系の  $V_H/V_I$  は 0.8 程度で頭打ちになることを示したが、 $E_H/E_I = \frac{\frac{1}{2}mV_H^2}{\frac{1}{2}mV_I^2} = (V_H/V_I)^2$  であり、1 質点系に関しても、多層骨組に関しても、ほぼ同じ結果が得られたことになる。

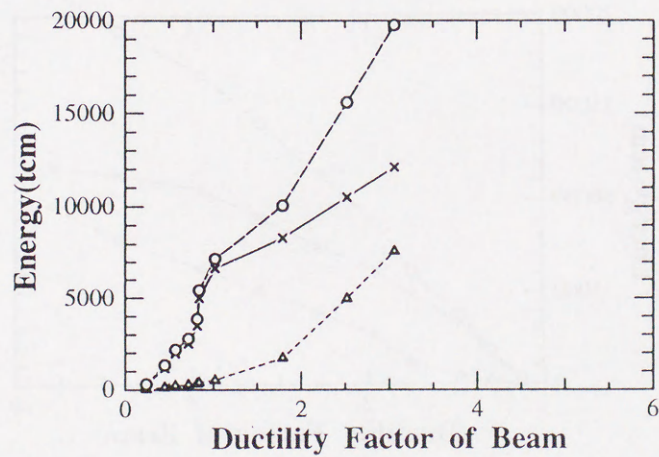




(a)5 層



(b)10 層

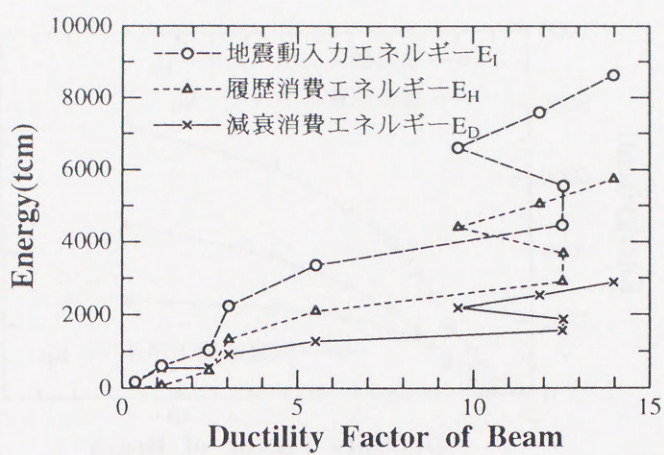


(c)15 層

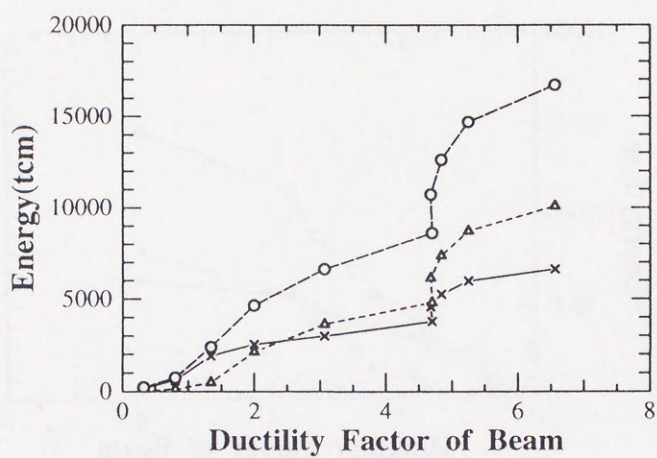
図 3.11 地震動強さを変えた場合の最大梁端塑性率とエネルギー応答 (El Centro NS)



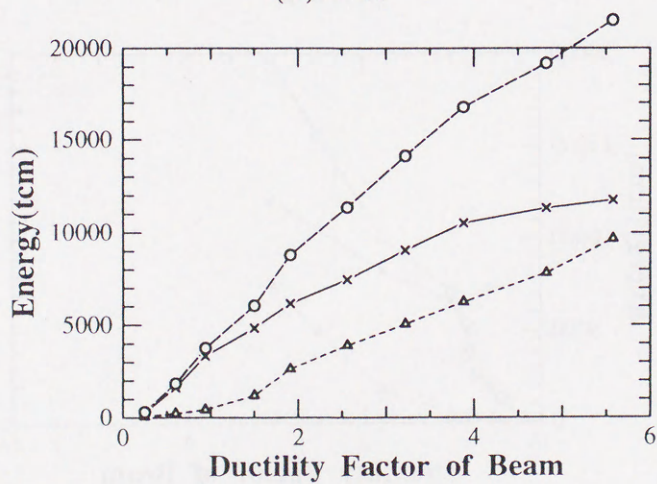
### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状



(a) 5 層



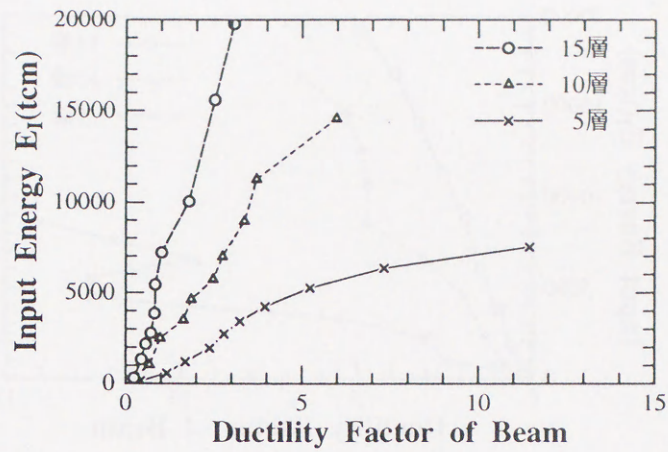
(b) 10 層



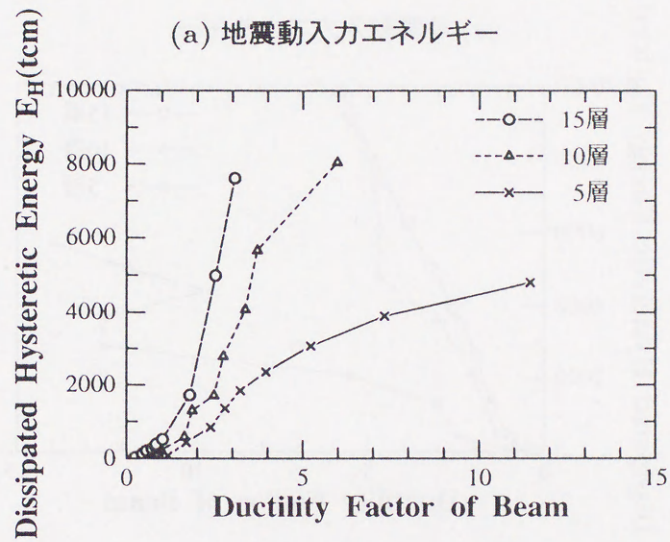
(c) 15 層

図 3.12 地震動強さを変えた場合の最大梁端塑性率とエネルギー応答  
(神戸海洋気象台 NS)

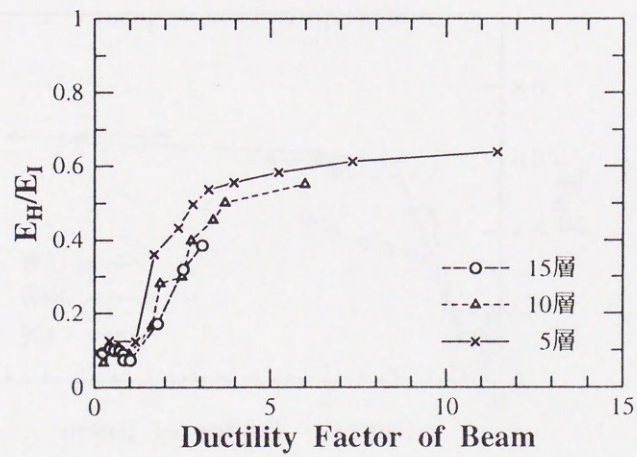




(a) 地震動入力エネルギー



(b) 履歴消費エネルギー

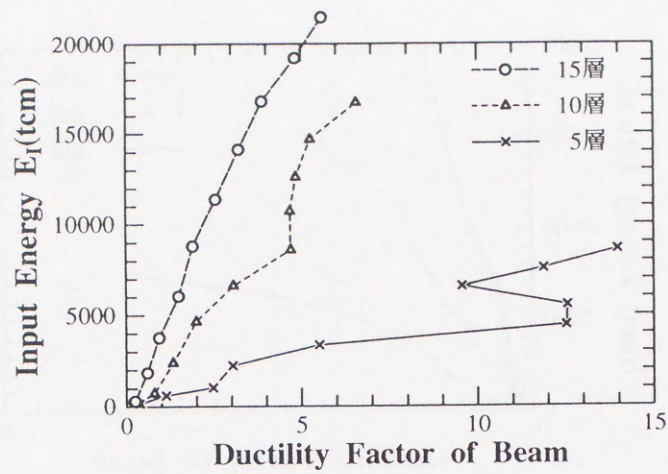


(c) エネルギーの比

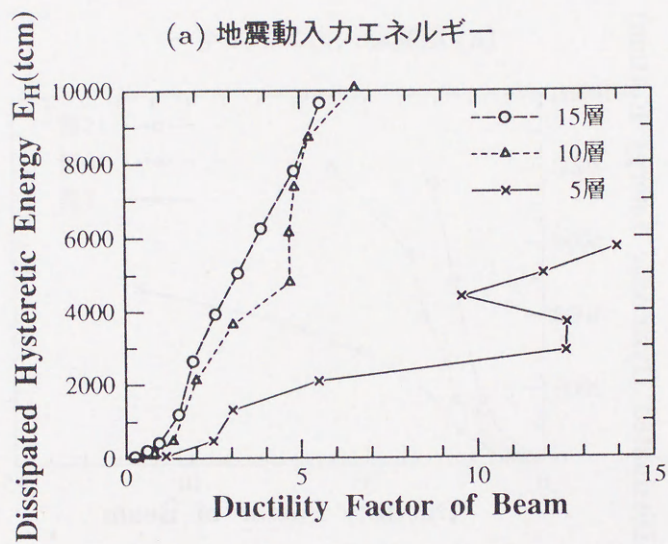
図 3.13 地震動強さを変えた場合の地震動入力エネルギーと履歴消費エネルギー (El Centro NS)



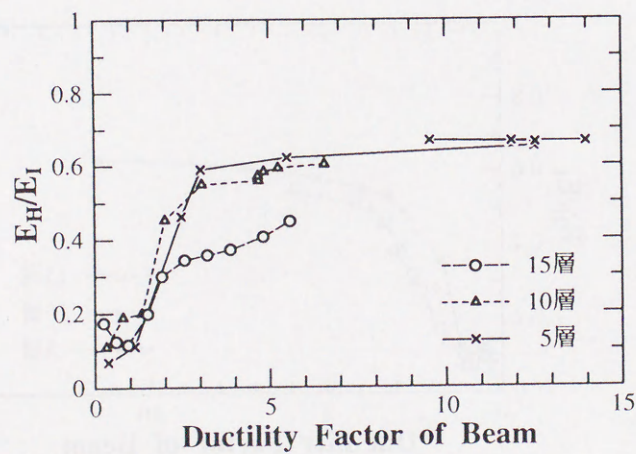
### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状



(a) 地震動入力エネルギー



(b) 履歴消費エネルギー



(c) エネルギーの比

図 3.14 地震動強さを変えた場合の地震動入力エネルギーと履歴消費エネルギー  
(神戸海洋気象台 NS)



### 3.3 多層骨組と1質点系

1質点系の応答と多層骨組の応答を対応づけることを目的とし、それぞれの応答性状の検討を行う。ここでは、多層骨組の応答を以下の方法によって縮約1自由度系の応答へ置換し<sup>[53][54]</sup>、等価1質点系へのモデル化を行う。

#### 3.3.1 多層骨組の縮約1自由度系への置換

多自由度系の運動方程式は、減衰を無視すると次のように表される。

$$[M]\{\ddot{x}\} + \{R\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_0 \quad (3.3)$$

$[M]$  ; 質量マトリクス  
 $\{x\}$  ; 基礎に対する相対変位ベクトル  
 $\{R\}$  ; 復元力ベクトル  
 $\{1\}$  ; すべての成分が1のベクトル  
 $\ddot{x}_0$  ; 地動加速度

ここで、弾性または弾塑性に関わらず、建物の応答は弾性時1次固有モードが支配的であると仮定し、(3.3)式に左から1次刺激関数 ${}_1\beta\{{}_1u\}$ の転置ベクトルを乗じて1自由度系に置換する。

$${}_1\beta\{{}_1u\}^t[M]\{\ddot{x}\} + {}_1\beta\{{}_1u\}^t\{R\} = -{}_1\beta\{{}_1u\}^t[M]\{1\}\ddot{x}_0 \quad (3.4)$$

${}_s\beta$ ;  $s$ 次刺激係数,  $\{{}_su\}$ ;  $s$ 次固有モード

固有モードの直交性を考慮すると、次のようになる。

$$\begin{aligned} {}_1\beta\{{}_1u\}^t[M]\{1\} &= {}_1\beta\{{}_1u\}^t[M]\sum_{s=1}^n {}_s\beta\{{}_su\} \\ &= \sum_{s=1}^n {}_1\beta\{{}_1u\}^t[M]{}_s\beta\{{}_su\} \\ &= {}_1\beta\{{}_1u\}^t[M]{}_1\beta\{{}_1u\} \\ &= M_1 \quad ; 1次等価質量 \end{aligned} \quad (3.5)$$

これより、(3.4)式は次のような、質量 $M_1$ の1自由度系に縮約される。

$$\begin{aligned} {}_1\beta\{{}_1u\}^t[M]\{1\} \times \frac{{}_1\beta\{{}_1u\}^t[M]\{\ddot{x}\}}{{}_1\beta\{{}_1u\}^t[M]\{1\}} + {}_1\beta\{{}_1u\}^t\{R\} &= -{}_1\beta\{{}_1u\}^t[M]\{1\}\ddot{x}_0 \\ M_1\ddot{\delta} + F &= -M_1\ddot{x}_0 \end{aligned} \quad (3.6)$$

ここで、等価変位 $\delta$ 、等価復元力 $F$ を次のように定義する。

$$\delta = \frac{{}_1\beta\{{}_1u\}^t[M]\{x\}}{{}_1\beta\{{}_1u\}^t[M]\{1\}} \quad (3.7)$$



$$F = {}_1\beta\{{}_1u\}^t\{R\} \quad (3.8)$$

(3.6) 式は多自由度系の動的応答を1自由度系に縮約させた運動方程式であり、静的載荷時の応答とは異なるものである。しかしながら、本研究では静的載荷時においてもこの縮約モデルを適用し、各載荷ステップごとの変位ベクトル  $\{x\}$  と復元力ベクトル  $\{R\}$  から、(3.7)、(3.8) 式によって等価変位  $\delta$ 、等価復元力  $F$  の算定を行うこととする。

### 3.3.2 検討方法

本研究では、縮約1自由度系、等価1質点系を次のように定義する。

- 縮約1自由度系

骨組の各層の変位－復元力関係を、弾性時1次固有モードを仮定して、(3.7)、(3.8) 式によって1自由度系の変位－復元力関係に置換した系

- 等価1質点系

上記の縮約1自由度系の、静的載荷時の変位－復元力関係を、Takedaモデル型の復元力特性を有する1質点系にモデル化した系

ここでは、多層骨組と等価1質点系の静的載荷解析、地震応答解析を行い、その応答性状に関して以下の比較検討を行う。

- (a) 復元力特性

降伏耐力、降伏時剛性低下率などの対応

- (b) 応答変位

1質点系の応答変位と多層骨組の各階応答変位の関係

- (c) 応答塑性率

1質点系の応答塑性率と多層骨組の部材塑性率の関係

- (d) 地震動入力エネルギー (地震応答時)

総エネルギー入力の対応



検討方法としては、まず  $A_i$  分布外力による多層骨組の静的載荷解析を行い、多層骨組の応答とその縮約1自由度系の応答を比較し、静的な対応関係を考察する。また縮約1自由度系の応答から等価1質点系の復元力特性をモデル化する。

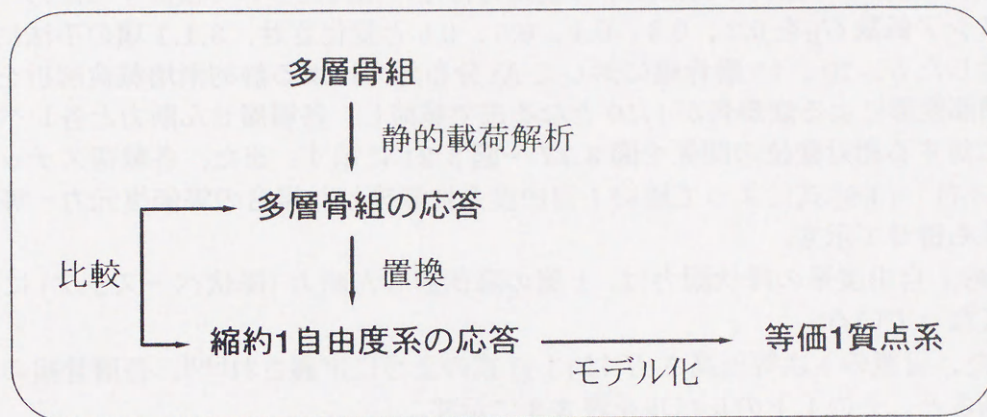


図 3.15 多層骨組の静的載荷解析と等価1質点系へのモデル化

次に多層骨組と等価1質点系の地震応答解析を行い、動的な対応関係を考察する。

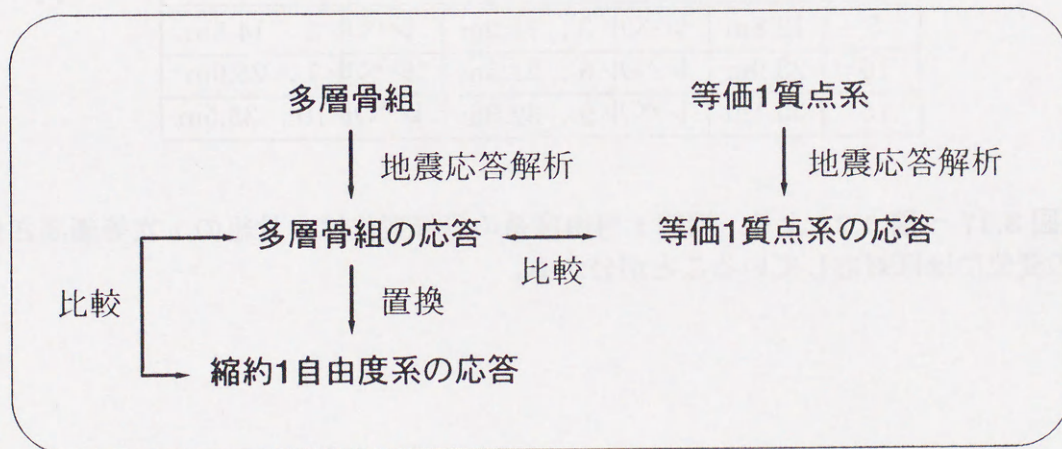


図 3.16 多層骨組と等価1質点系の比較



### 3.4 多層骨組と1質点系の静的載荷解析

#### 3.4.1 復元力特性の対応

多層骨組とその縮約1自由度系の復元力特性の相関について検討するため、降伏ベースシア係数  $C_B$  を 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 と変化させ、3.1.1 項の手法に従って設計した 5, 10, 15 層骨組に対して  $A_i$  分布外力による静的漸増載荷解析を行った。頂部変形による変形角が  $1/50$  となるまで載荷し、各層層せん断力と各レベルの基礎に対する相対変位の関係を図 3.17 ～ 図 3.21 に示す。また、各載荷ステップごとに (3.7), (3.8) 式によって縮約1自由度系に置換した場合の等価復元力ー等価変位関係も併せて示す。

縮約1自由度系の降伏耐力は、1層の降伏層せん断力 (降伏ベースシア) にほぼ等しくなっている。

また、骨組の1次等価高さ  $H_1$  は (3.9) 式のように定義され<sup>[55]</sup>、各層骨組の1次等価高さとして、その上下のレベルを表 3.3 に示す。

$$H_1 = \frac{{}_1\beta\{1u\}^t[M]\{H\}}{{}_1\beta\{1u\}^t[M]\{1\}} = \frac{{}_1\beta\{1u\}^t[M]\{H\}}{M_1} \quad (3.9)$$

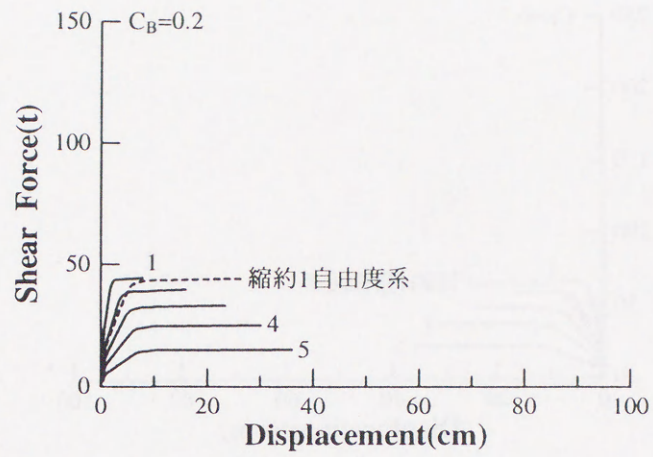
$\{H\}$ ; 各層の高さベクトル

表 3.3 1次等価高さ

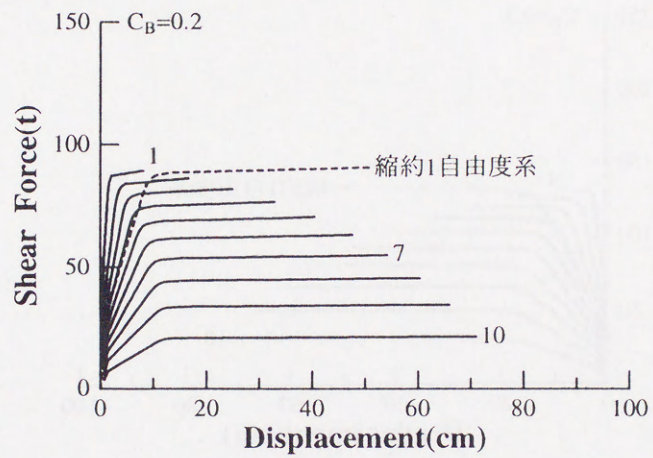
層数	$H_1$	$H_1$ の直下, 高さ	$H_1$ の直上, 高さ
5	12.8m	レベル 3, 11.0m	レベル 4, 14.5m
10	23.9m	レベル 6, 21.5m	レベル 7, 25.0m
15	35.1m	レベル 9, 32.0m	レベル 10, 35.5m

図 3.17 ～ 図 3.21 より、縮約1自由度系の等価変位は、骨組の1次等価高さ付近の変位にほぼ対応していることが分かる。

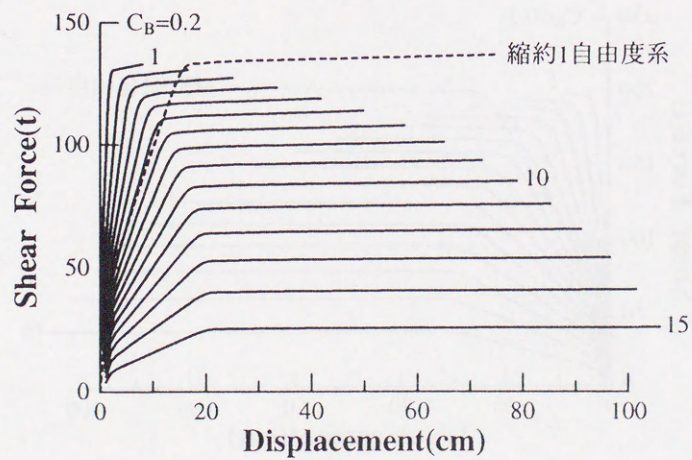




(a)5 層



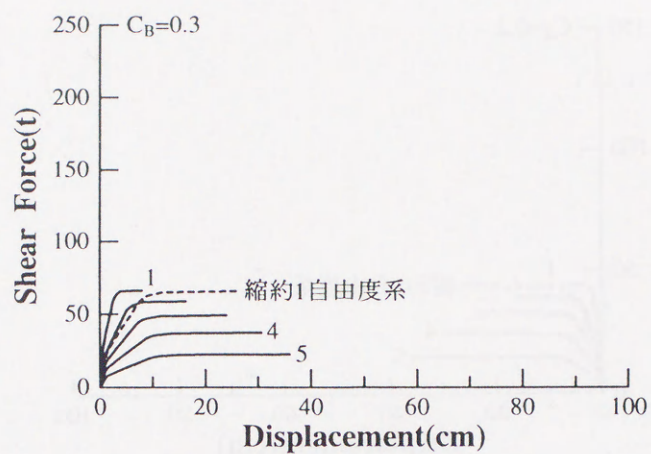
(b)10 層



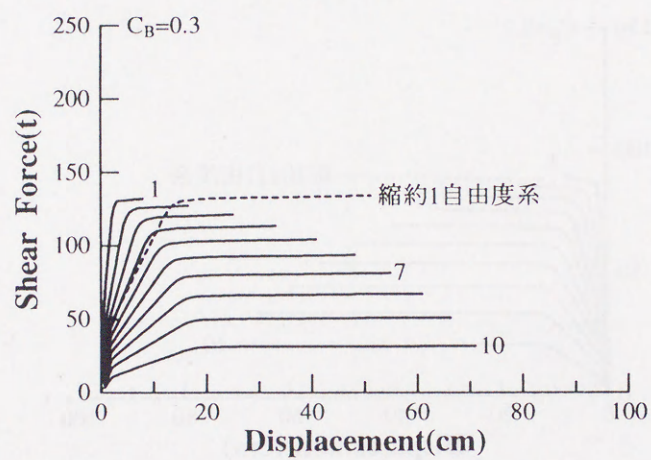
(c)15 層

図 3.17  $C_B=0.2$  の場合の層せん断力-変位関係

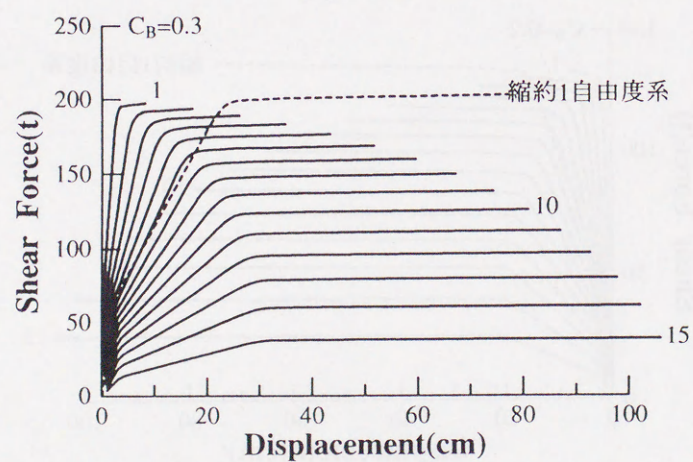




(a)5 層



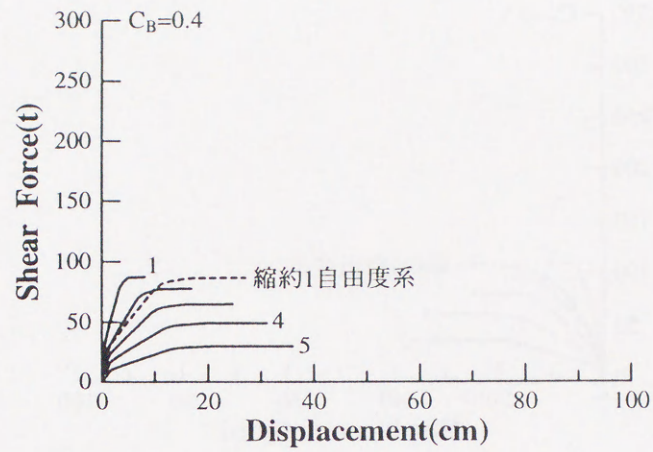
(b)10 層



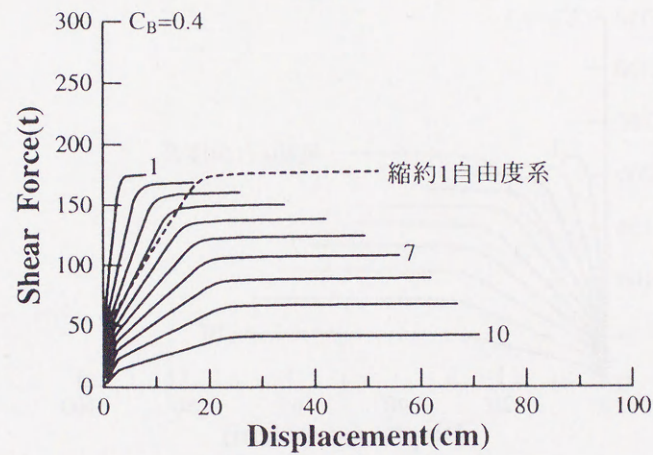
(c)15 層

図 3.18  $C_B=0.3$  の場合の層せん断力-変位関係

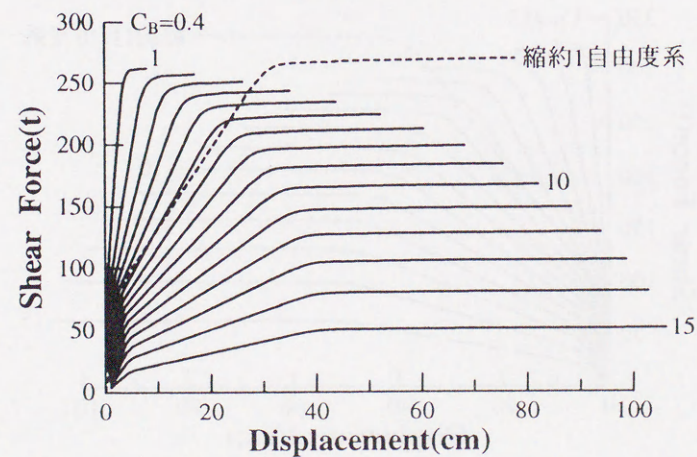




(a) 5 層



(b) 10 層

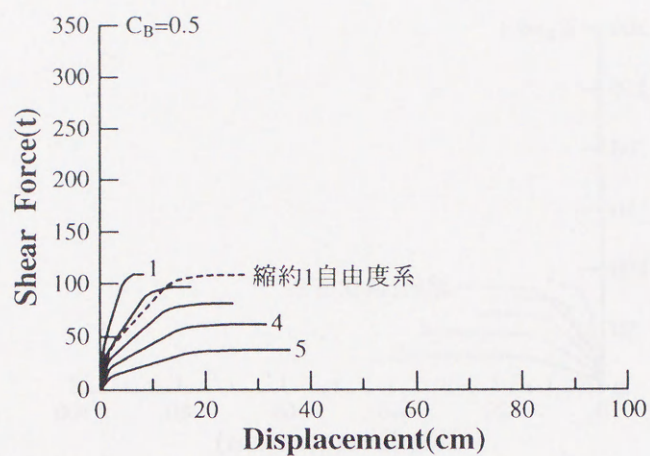


(c) 15 層

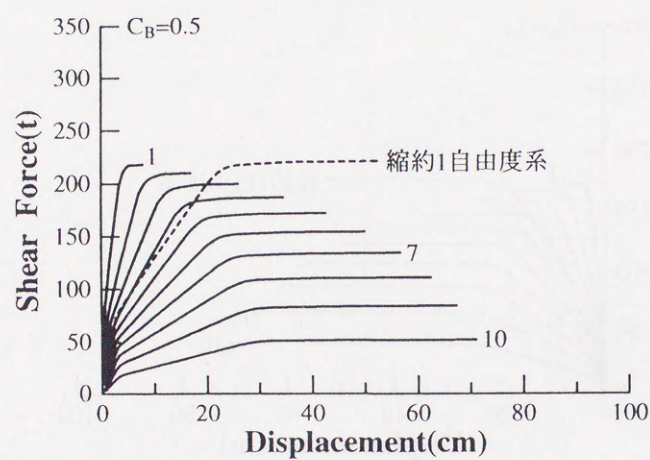
図 3.19  $C_B=0.4$  の場合の層せん断力-変位関係



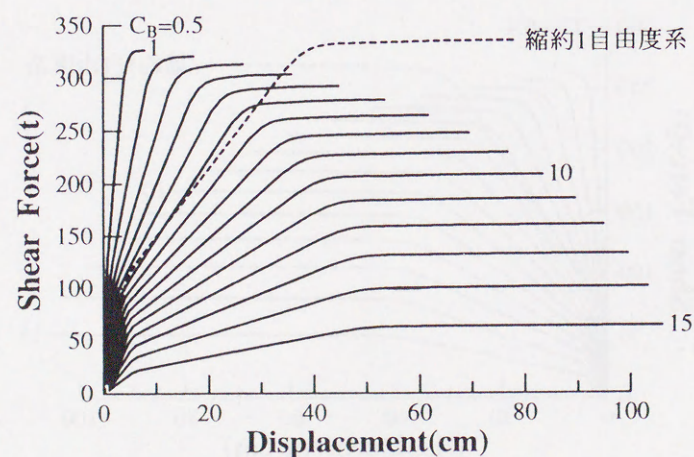
### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状



(a) 5 層



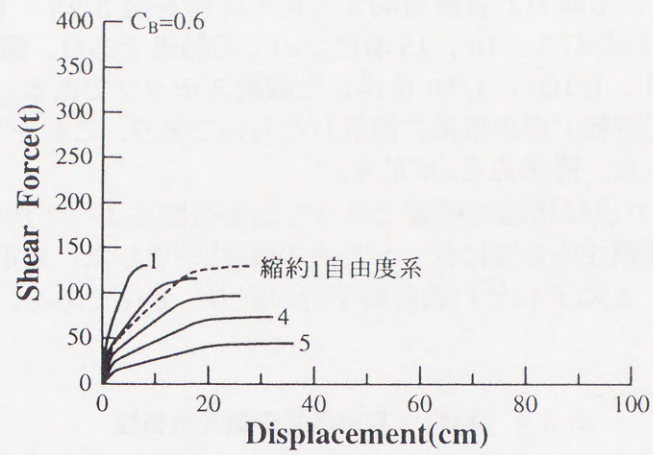
(b) 10 層



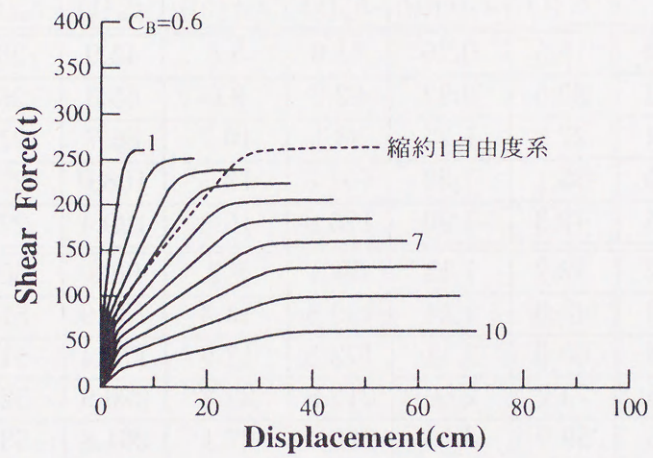
(c) 15 層

図 3.20  $C_B=0.5$  の場合の層せん断力-変位関係

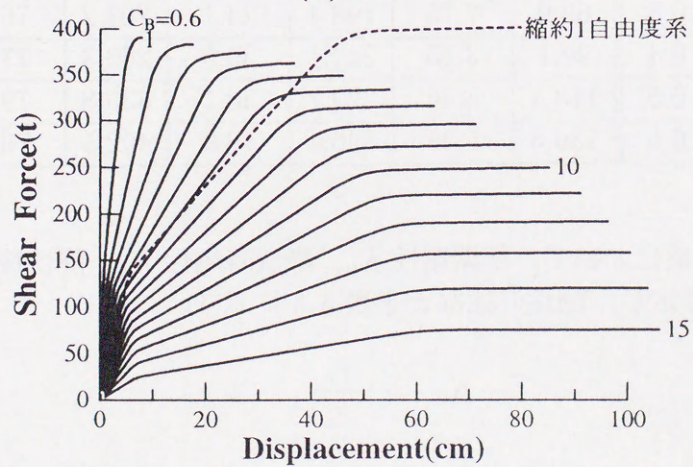




(a) 5 層



(b) 10 層



(c) 15 層

図 3.21  $C_B=0.6$  の場合の層せん断力-変位関係



### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状

同様に、各層層せん断力と各層層間変形角の関係を図 3.23 ～図 3.27 に示す。(a), (b), (c) はそれぞれ 5, 10, 15 層についての結果であり、図中の点線は最大層間変形角が 1/200, 1/100, 1/50 に達した载荷ステップである。(d) の実線は各载荷ステップごとに縮約 1 自由度系に置換したものであり、これを Trilinear 型にモデル化してひび割れ点、降伏点を○で示す。

このときひび割れ点は比較的明確であったため視察によって決定し、降伏耐力  $F_y$  は接線剛性が初期剛性の 5 % に低下した点の強度<sup>[56]</sup>とした。算定した値を表 3.4 に示す。ここで  $F_u$ ,  $\delta_u$  はそれぞれ载荷終了時の耐力、変位である。

表 3.4 縮約 1 自由度系の復元力特性

多層骨組		縮約 1 自由度系					
$C_B$		$F_c(t)$	$\delta_c(\text{cm})$	$F_y(t)$	$\delta_y(\text{cm})$	$F_u(t)$	$\delta_u(\text{cm})$
5	0.2	15.5	0.70	41.6	5.6	43.9	26.3
	0.3	20.5	0.92	62.2	8.0	65.3	26.7
	0.4	27.8	1.25	83.1	10.7	86.7	27.0
	0.5	36.1	1.62	104.3	13.7	108.0	27.4
	0.6	42.3	1.90	125.0	16.3	129.4	27.7
10	0.2	32.2	1.13	86.3	9.2	90.3	50.6
	0.3	43.9	1.54	129.8	13.3	133.9	51.3
	0.4	60.0	2.11	172.5	17.9	177.4	51.9
	0.5	73.7	2.60	215.8	22.3	220.9	52.6
	0.6	89.9	3.16	260.4	27.1	264.8	53.5
15	0.2	49.1	1.93	132.2	15.7	136.7	76.0
	0.3	69.9	2.75	198.4	23.1	203.2	76.7
	0.4	90.1	3.55	264.1	30.5	269.3	77.8
	0.5	113.4	4.46	329.7	38.1	335.8	79.4
	0.6	136.6	5.38	396.4	46.0	402.5	79.6

縮約 1 自由度系において、初期剛性  $K_0$ 、降伏時剛性  $K_y$ 、降伏後の接線剛性  $K_u$  を次式によって算定し、剛性の比などを表 3.5 に示す。

$$K_0 = \frac{F_c}{\delta_c} \quad (3.10)$$

$$K_y = \frac{F_y}{\delta_y} \quad (3.11)$$

$$K_u = \frac{F_u - F_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (3.12)$$



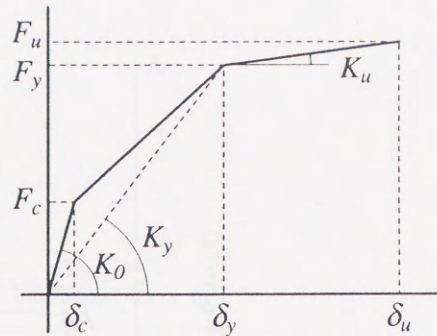


図 3.22 復元力特性

表 3.5 復元力特性の対応

多層骨組			縮約 1 自由度系			
$C_B$	$C_B M_{Ag}(t)$		$F_y(t)$	$K_y/K_0$	$K_0/K_u$	$F_c/F_y$
5	0.2	43.2	41.6	0.34	199	0.37
	0.3	64.8	62.2	0.35	134	0.33
	0.4	86.4	83.1	0.35	101	0.33
	0.5	108.0	104.3	0.34	83	0.35
	0.6	129.6	125.0	0.34	58	0.34
10	0.2	86.4	86.3	0.33	295	0.37
	0.3	129.6	129.8	0.34	264	0.34
	0.4	172.8	172.5	0.34	197	0.35
	0.5	216.0	215.8	0.34	168	0.34
	0.6	259.2	260.4	0.34	171	0.35
15	0.2	129.6	132.2	0.33	341	0.37
	0.3	194.4	198.4	0.34	284	0.35
	0.4	259.2	264.1	0.34	231	0.34
	0.5	324.0	329.7	0.34	172	0.34
	0.6	388.8	396.4	0.34	140	0.34

骨組の降伏ベースシア  $C_B M_{Ag}$  ( $M_A$  は骨組の全質量,  $g$  は重力加速度) と縮約 1 自由度系の降伏耐力  $F_y$  はほぼ等しい値である。降伏時剛性  $K_y$  と初期剛性  $K_0$  の比, 即ち降伏時剛性低下率は 0.34 程度であり, 骨組における梁部材の降伏時剛性低下率にほぼ対応している (図 3.4 参照)。降伏後剛性  $K_u$  と初期剛性  $K_0$  の比, 即ち降伏後の剛性低下率は  $1/300 \sim 1/100$  程度の値であり, ひび割れ耐力  $F_c$  と降伏耐力  $F_y$  の比は約 0.35 である。



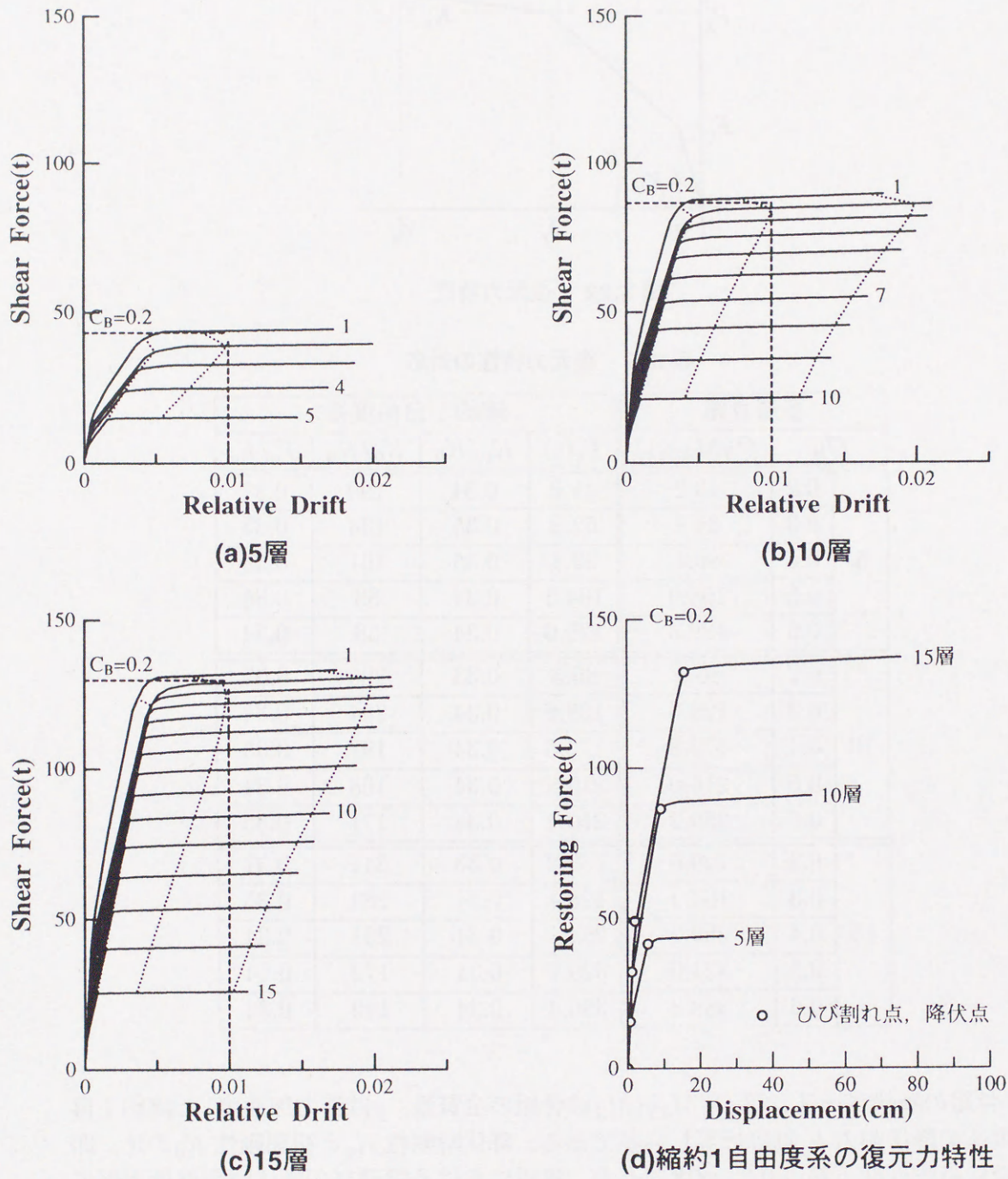


図 3.23  $C_B=0.2$  の場合の層せん断力-層間変形角関係及び復元力特性



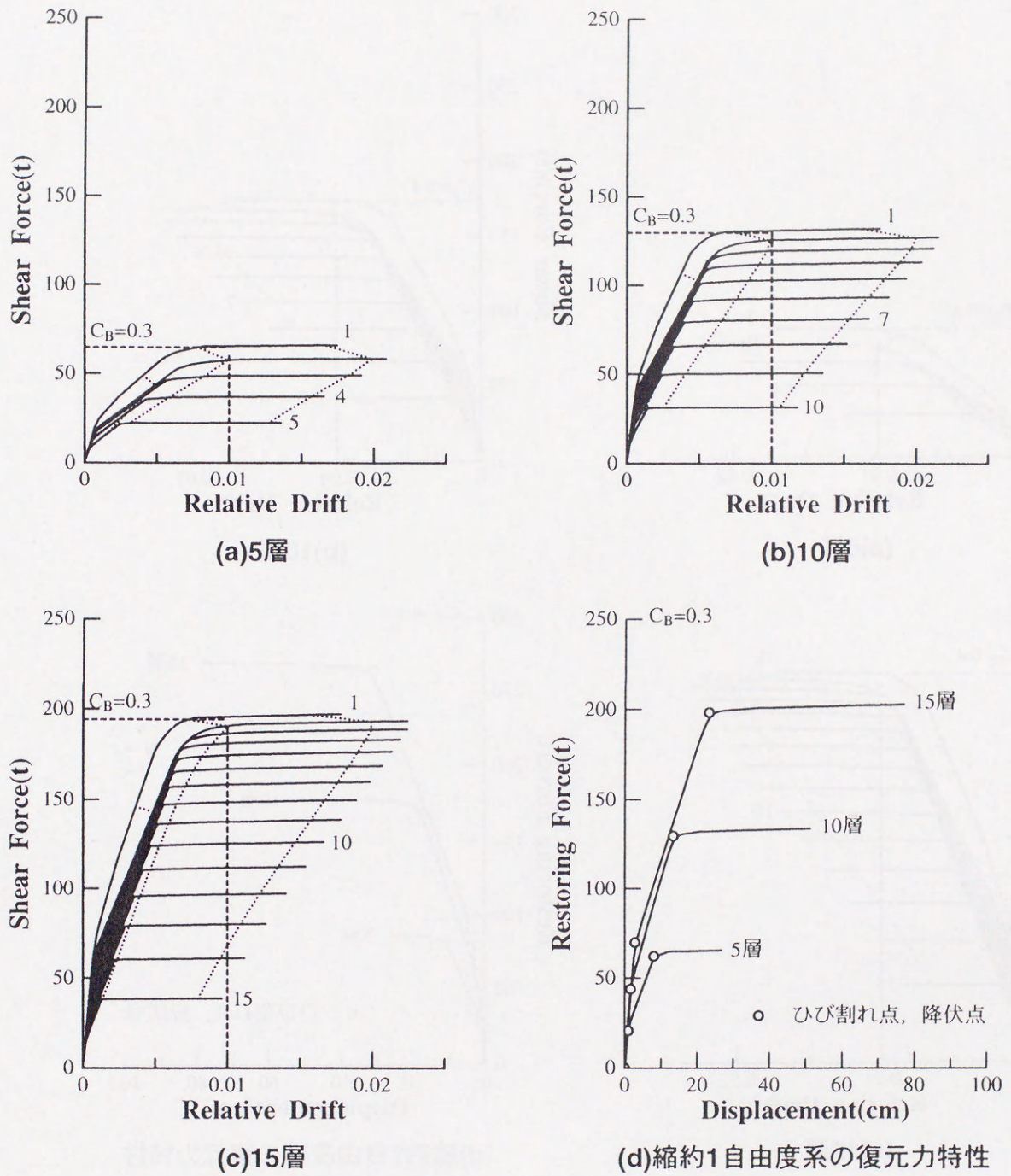


図 3.24  $C_B = 0.3$  の場合の層せん断力-層間変形角関係及び復元力特性



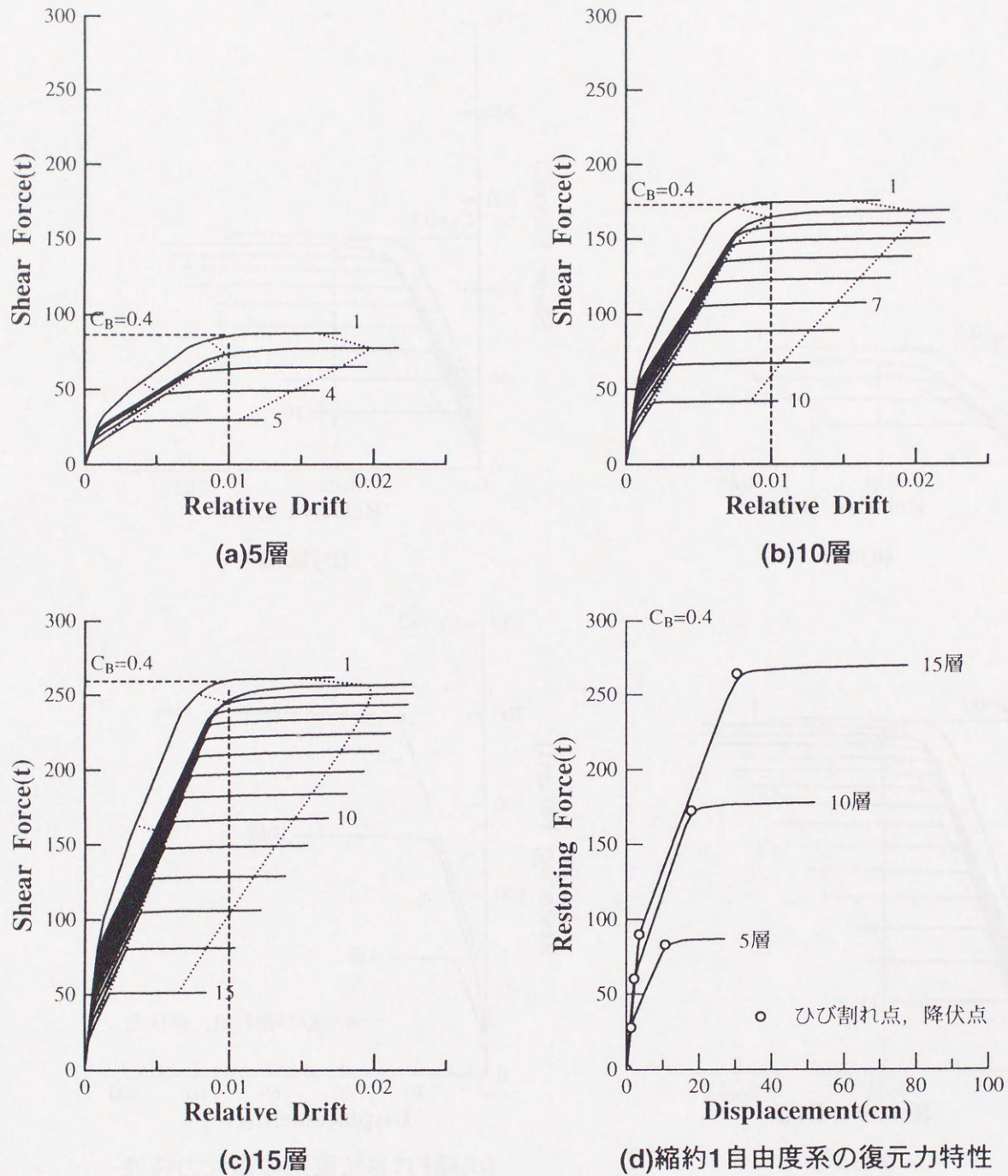


図 3.25  $C_B = 0.4$  の場合の層せん断力-層間変形角関係及び復元力特性



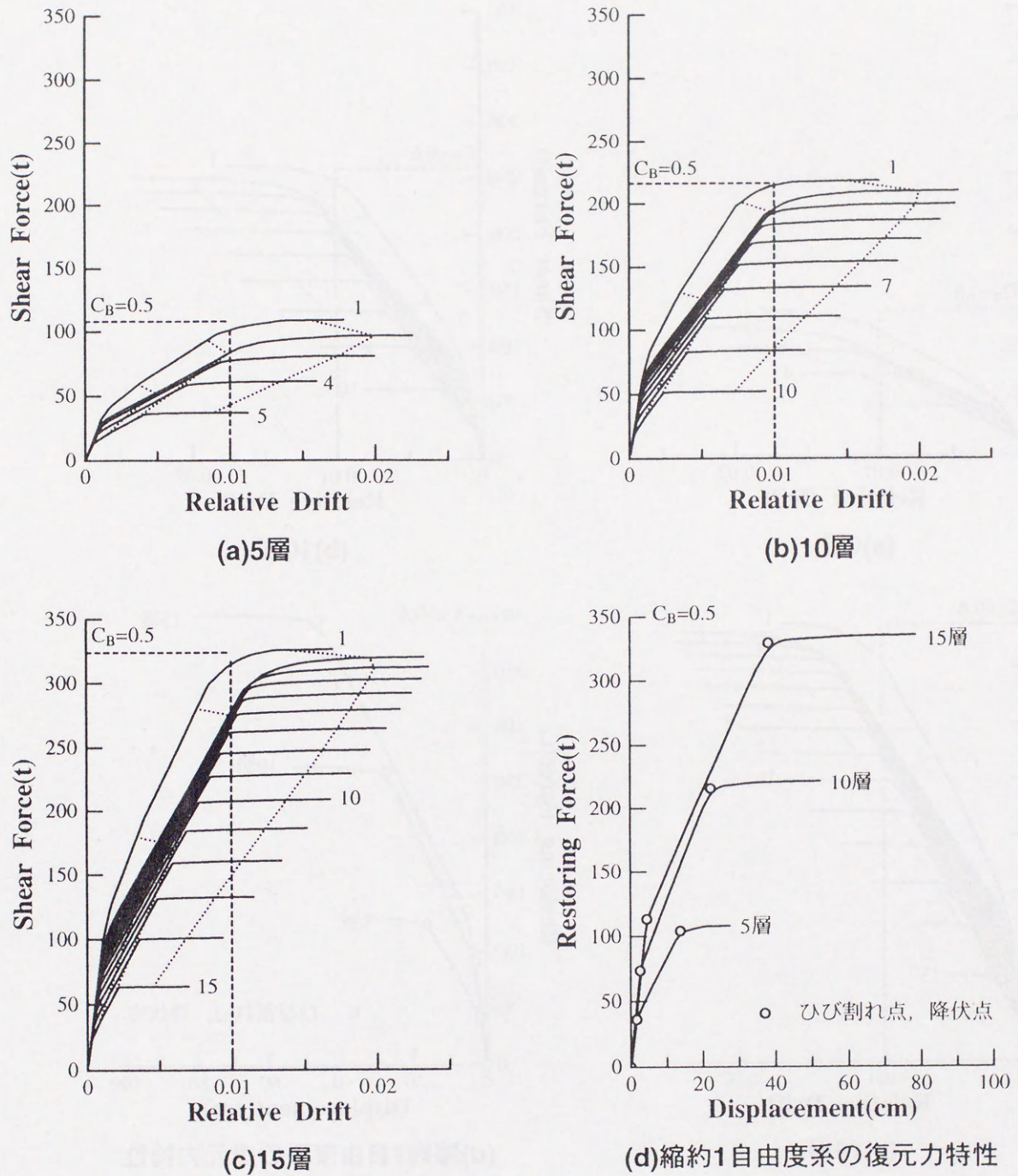


図 3.26  $C_B = 0.5$  の場合の層せん断力-層間変形角関係及び復元力特性



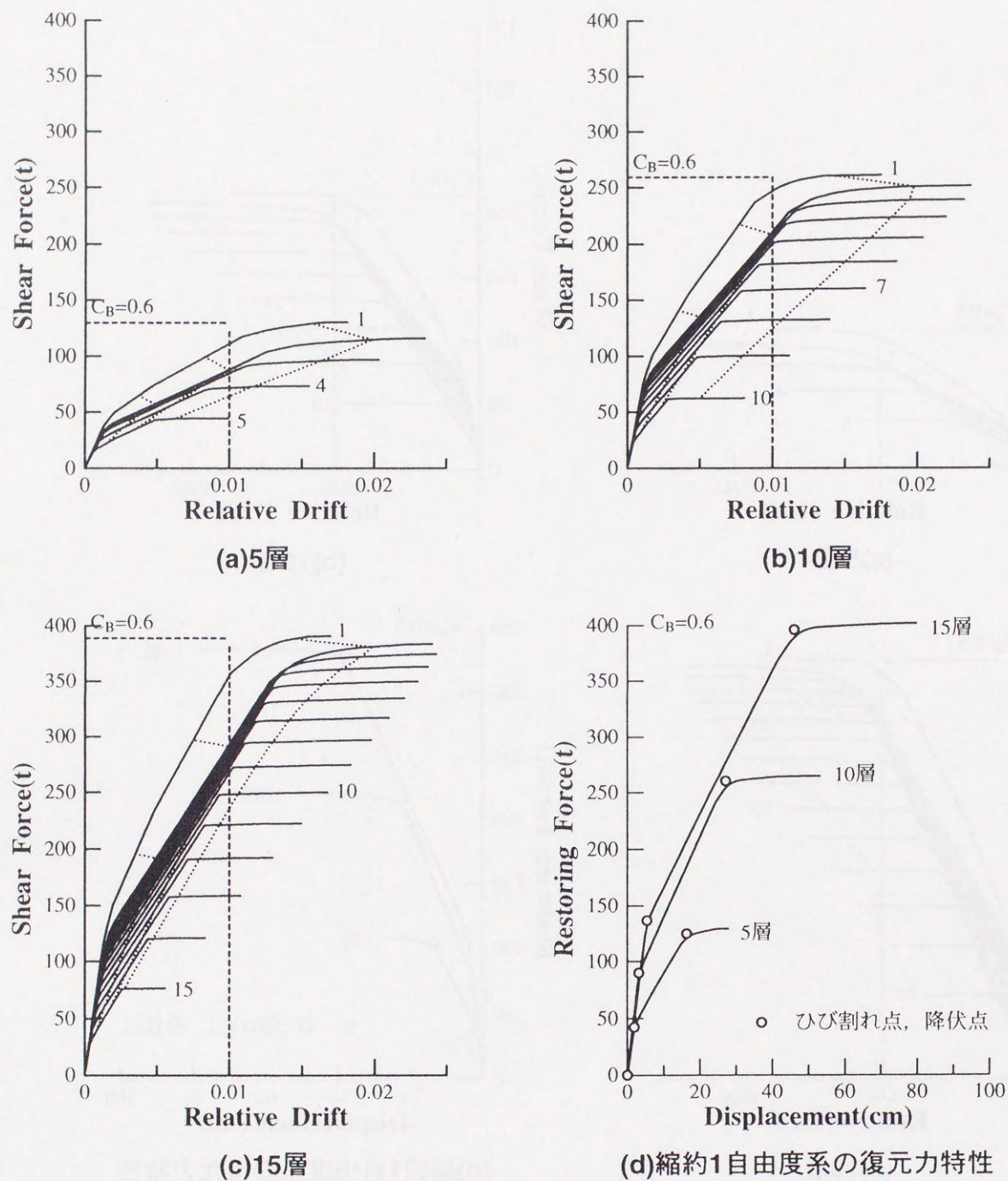


図 3.27  $C_B = 0.6$  の場合の層せん断力-層間変形角関係及び復元力特性



多自由度系の振動を弾性時1次固有モードで代表させてモデル化するにあたっては、質量  $M_1$  (骨組の1次等価質量)、固有周期  $T_0$  (骨組の1次固有周期、即ち弾性周期) の1質点系を用いる。つまり、多自由度系の振動から1次の成分を取り出してきたことになる。表3.6の左側には骨組の質量と周期、右側には等価1質点系の初期剛性  $K_0$  と、 $M_1$  及び  $K_0$  によって算定した初期周期  $T_1$  を示すが、骨組の弾性周期  $T_0$  と等価1質点系の初期周期  $T_1$  がほぼ等しいことが確認された。

表 3.6 質量と周期

多層骨組					等価1質点系	
	$M_A g(t)$	$M_1 g(t)$	$M_1/M_A$	$T_0(s)$	$K_0(t/cm)$	$T_1 = 2\pi\sqrt{M_1/K_0}(s)$
5	216.0	189.7	0.878	0.583	22.3	0.585
10	432.0	365.7	0.846	0.717	28.4	0.720
15	648.0	541.6	0.835	0.923	25.4	0.927

しかしながら、復元力に関しては(3.8)式で算定しているため、右辺の復元力ベクトル  $\{R\}$  によって異なる値となる。即ち、静的載荷時の等価復元力  $F$  は固有モードよりも、仮定した外力分布に依存して定まる値である。

$C_B=0.3$  とし、 $A_i$  分布、弾性1次モード比例分布、逆三角震度分布を仮定したときの外力  $R_i$  と、1次刺激関数を乗じた外力  ${}_1\beta_1 u_i R_i$  を図3.28に示し、さらにそれらの外力の、上層からの累積和を図3.29に示す。外力の和  $\sum R_i = \{1\}^t \{R\}$  が骨組のベースシア(1層の層せん断力)、1次刺激関数を乗じた外力の和  $\sum {}_1\beta_1 u_i R_i = {}_1\beta \{1u\}^t \{R\}$  が縮約1自由度系の復元力に対応しており、図3.29から両者はほぼ等しくなっていることが分かる。このように、 $A_i$  分布や逆三角震度分布のような一般的な外力分布を仮定する限りにおいては、骨組のベースシアと縮約1自由度系の復元力是对応していると考えられる。

弾性1次モード比例分布に関しては、各階の質量が等しいと仮定し、外力を  $\{R\} = a[M]\{1u\}$  ( $a$  は比例定数) として固有モードの直交性を考慮すると、次式より、骨組のベースシアと縮約1自由度系の復元力は一致する。

$$\begin{aligned}
 \sum R_i = \{1\}^t \{R\} &= \left( \sum {}_s\beta \{1u\}^t \right) a[M]\{1u\} \\
 &= {}_1\beta \{1u\}^t a[M]\{1u\} \\
 &= {}_1\beta \{1u\}^t \{R\} = \sum {}_1\beta_1 u_i R_i
 \end{aligned} \tag{3.13}$$



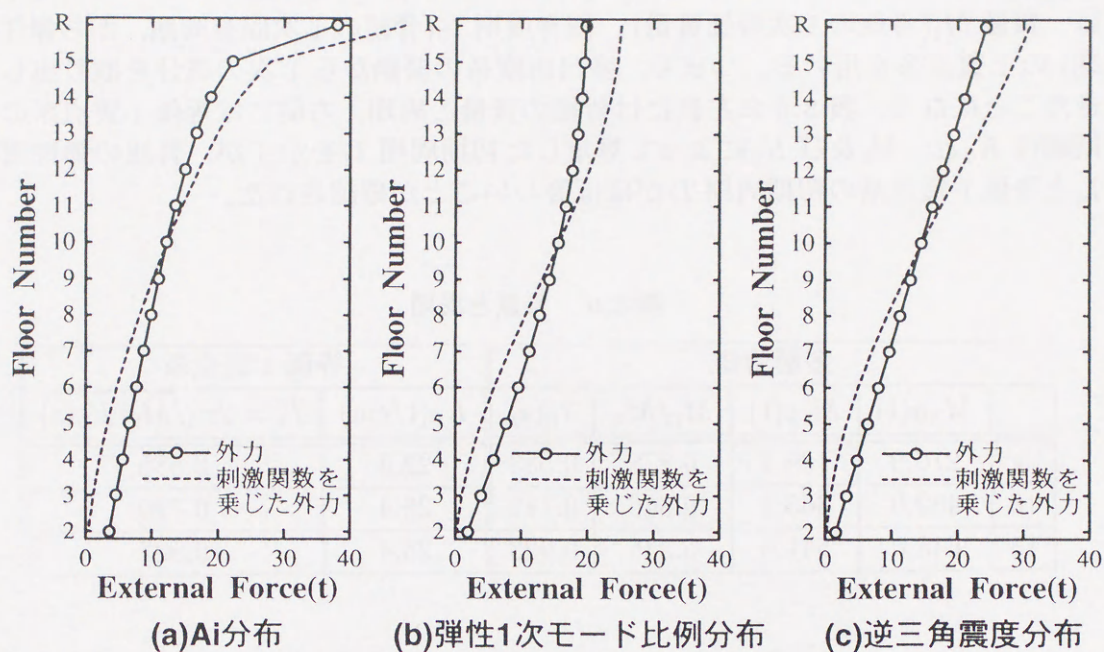


図 3.28 外力

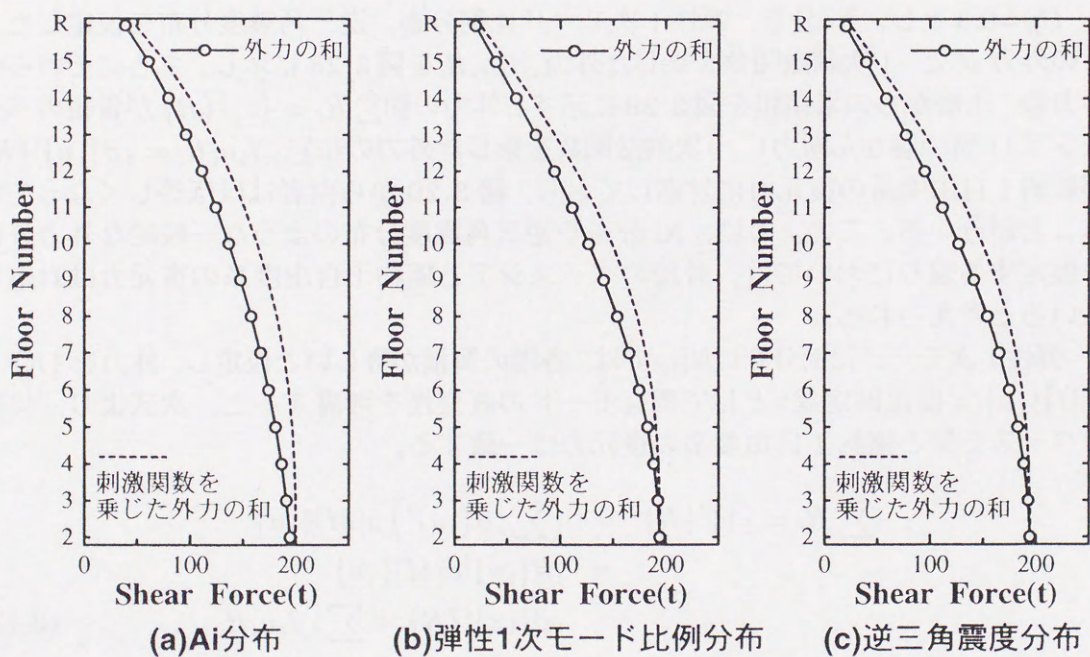


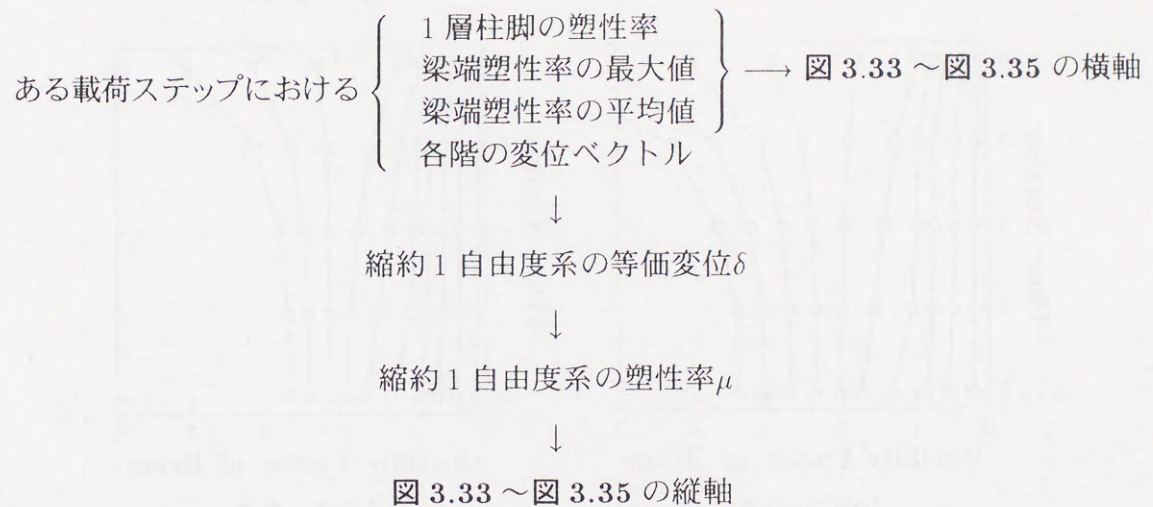
図 3.29 層せん断力



### 3.4.2 塑性率の対応

降伏ベースシア係数を 0.2 ～ 0.6 と変化させて設計した骨組に対して、 $A_i$  分布外力による静的漸増載荷を行ったときの各階梁端塑性率を、頂部変形での変形角が 1/1000 毎に図 3.30 ～図 3.32 に示す。梁端塑性率は、各階ではほぼ同時に 1 に達して降伏機構が形成されていることが分かる。その後下層でやや変形が先行するものの、各階はほぼ同時に梁端塑性率 2 に達し、以後は上層での変形が進行して行く。

各載荷ステップごとの骨組の 1 層柱脚塑性率及び各階梁端塑性率の最大値、平均値を横軸に、同じ載荷ステップにおける縮約 1 自由度系の塑性率を縦軸にとり、図 3.33 ～図 3.35 に示す。



縮約 1 自由度系の塑性率が 1 となる載荷ステップにおいては、骨組の 1 層柱脚塑性率及び梁端塑性率の最大値、平均値がほぼ 1 となっており、骨組での降伏機構形成時が縮約 1 自由度系の降伏時に対応することが分かる。梁端塑性率 2 以降は、骨組の塑性率と縮約 1 自由度系の塑性率は直線的に対応している。



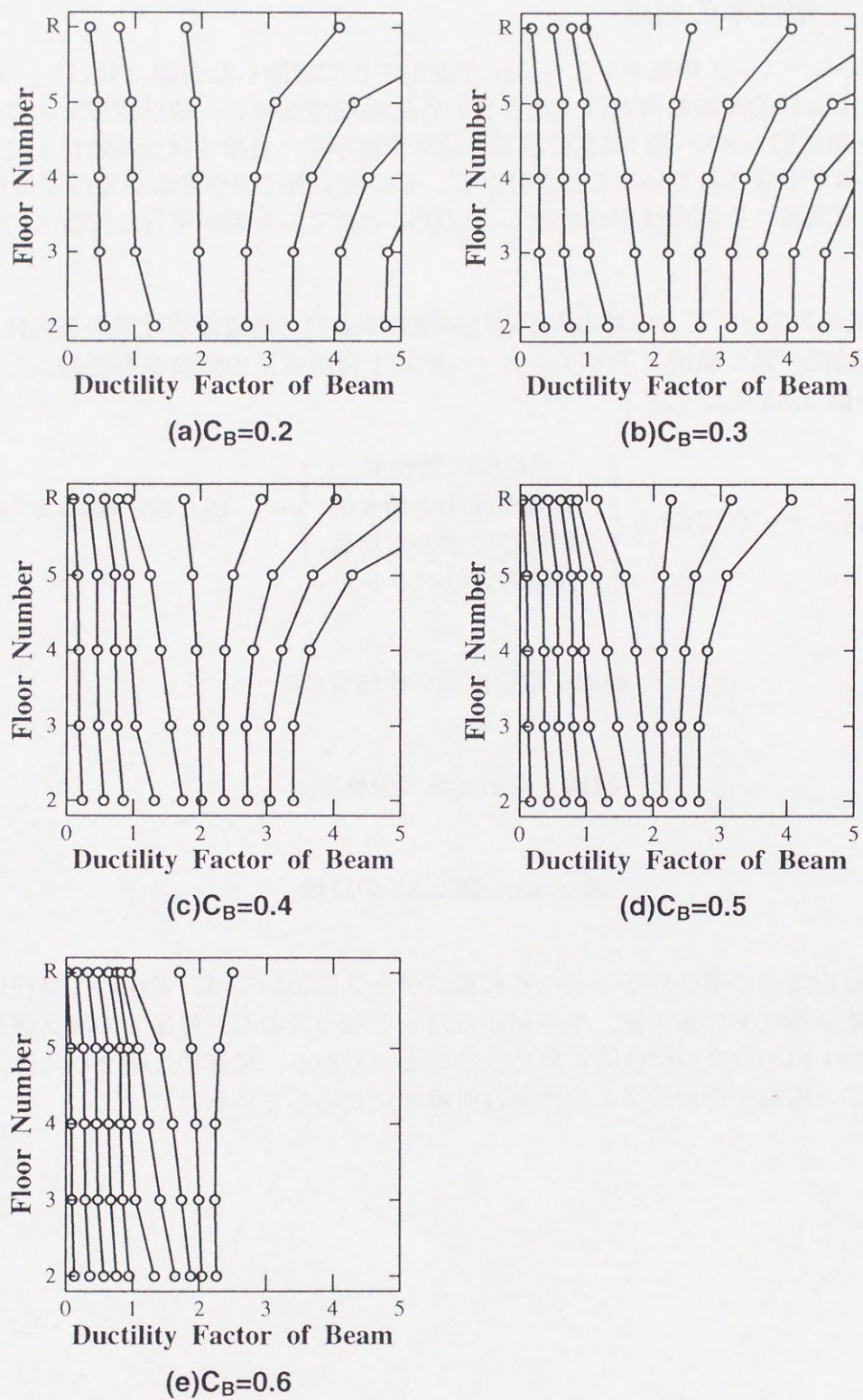


図 3.30 5 層骨組の梁端塑性率



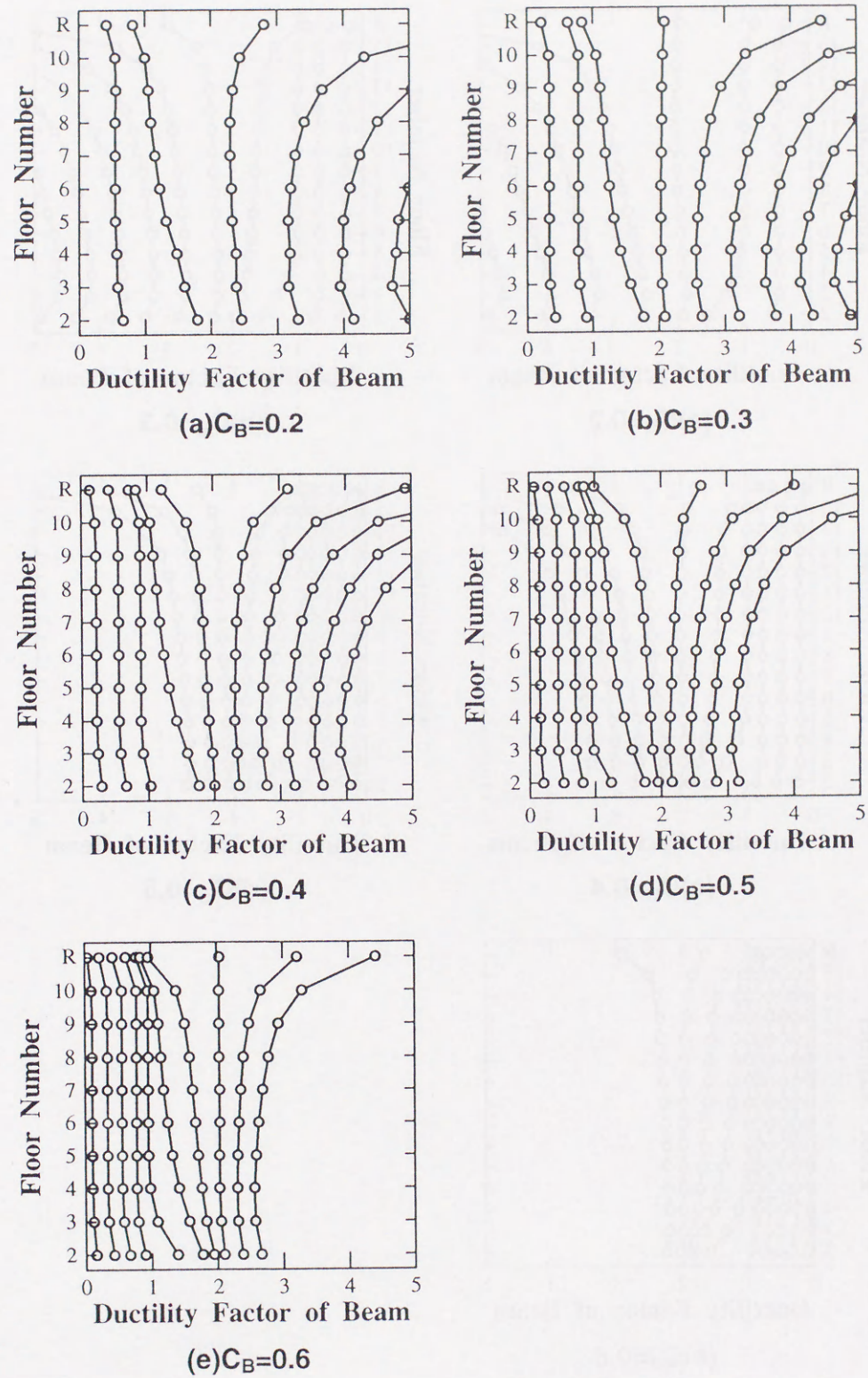


図 3.31 10 層骨組の梁端塑性率



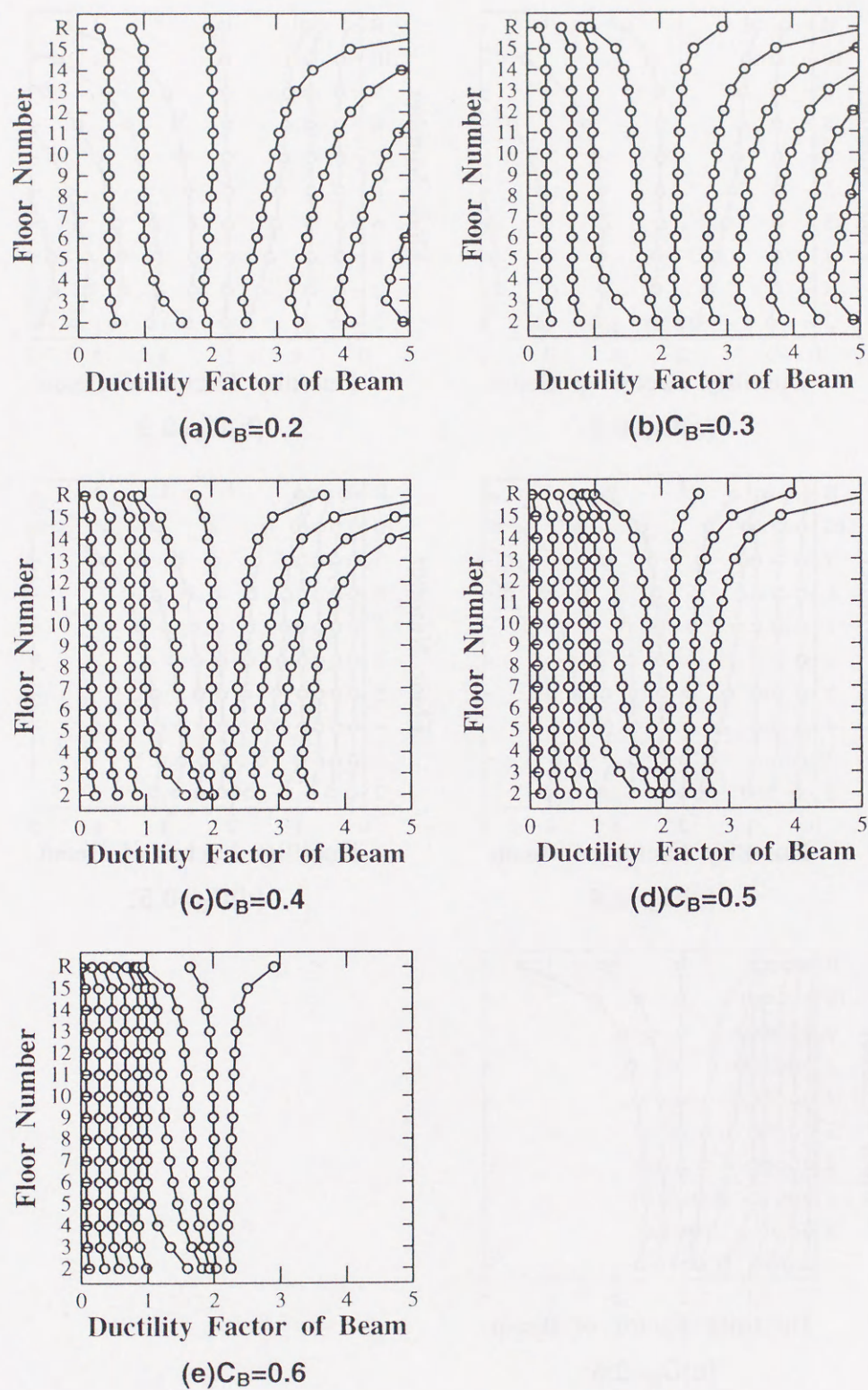
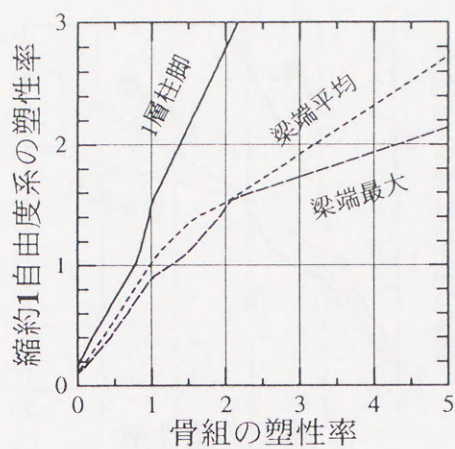
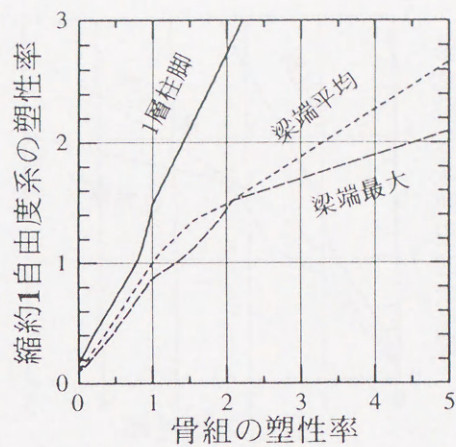


図 3.32 15 層骨組の梁端塑性率

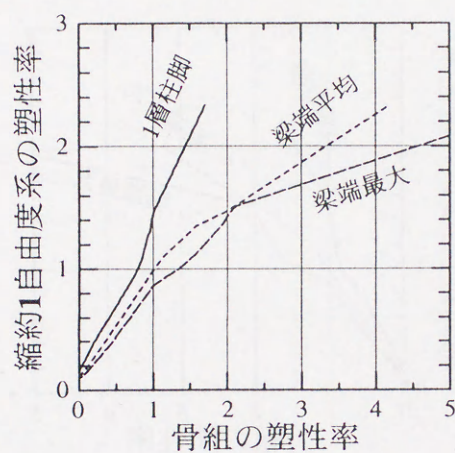




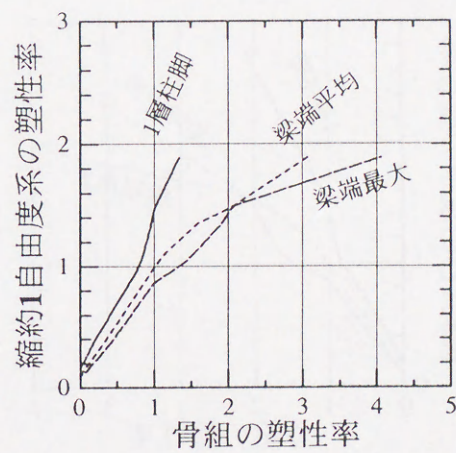
(a)  $C_B=0.2$



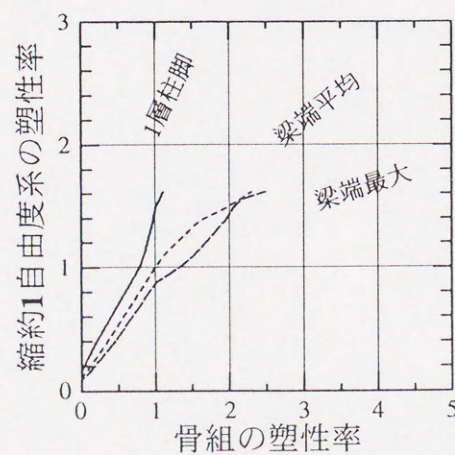
(b)  $C_B=0.3$



(c)  $C_B=0.4$



(d)  $C_B=0.5$

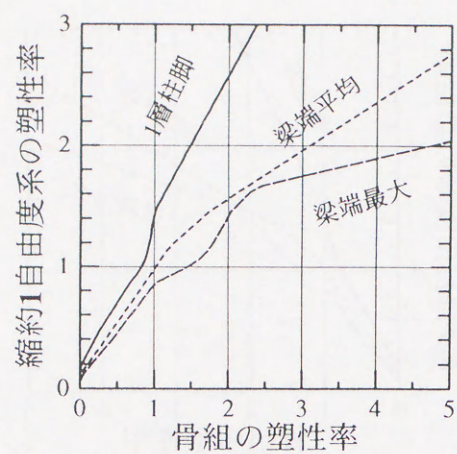


(e)  $C_B=0.6$

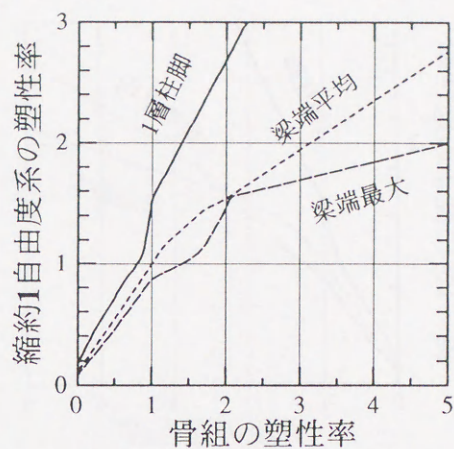
図 3.33 5 層骨組の塑性率と縮約 1 自由度系の塑性率の対応



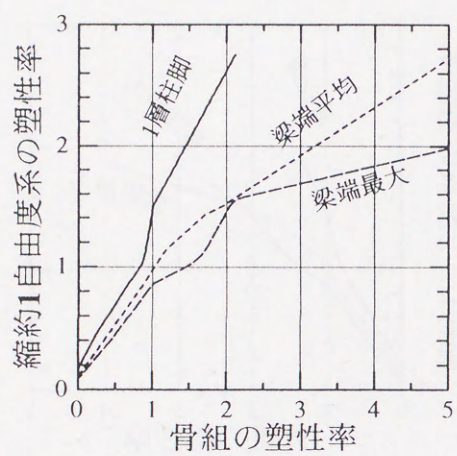
### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状



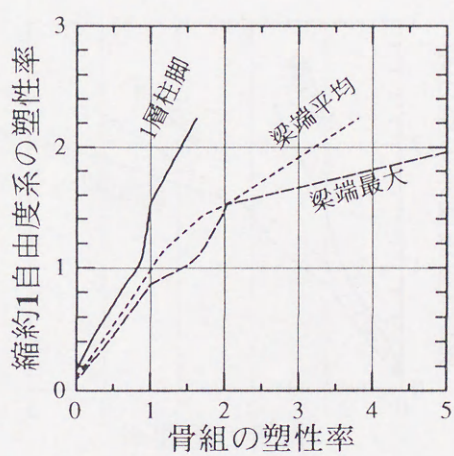
(a)  $C_B=0.2$



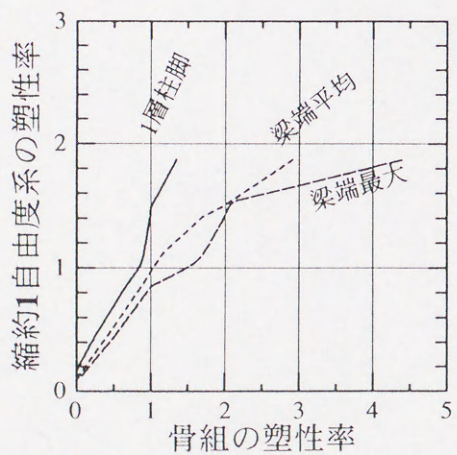
(b)  $C_B=0.3$



(c)  $C_B=0.4$



(d)  $C_B=0.5$



(e)  $C_B=0.6$

図 3.34 10 層骨組の塑性率と縮約 1 自由度系の塑性率の対応



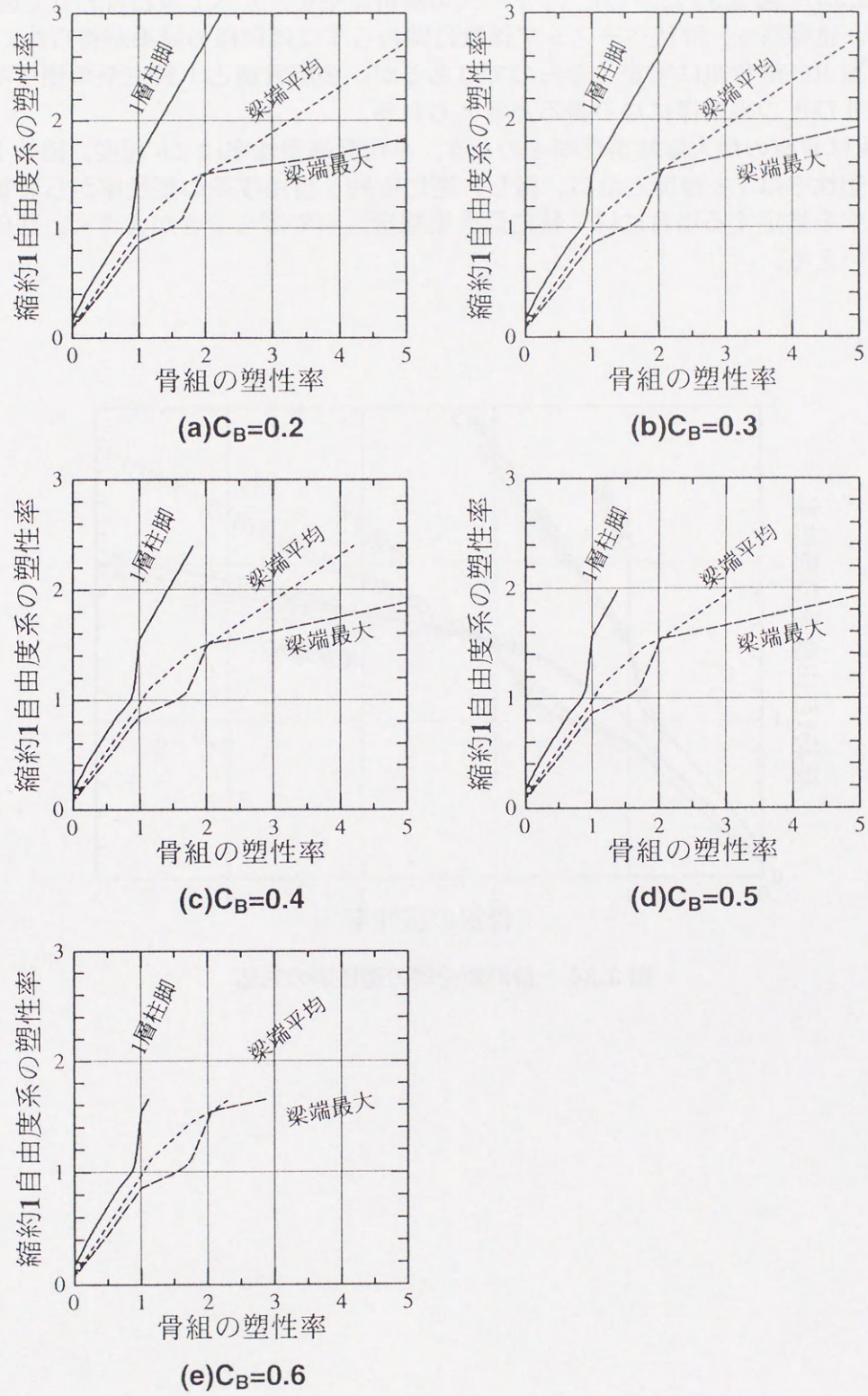


図 3.35 15 層骨組の塑性率と縮約 1 自由度系の塑性率の対応



図 3.33 ～図 3.35 に示した 15 ケースの解析結果を、すべて重ね合わせて図 3.36 に示す。建物高さ、降伏ベースシア係数に関わらずほぼ同様の結果が得られており、梁降伏型 RC 造骨組に限定したものであるが、多層骨組と 1 質点系の塑性率の対応を表すひとつの指標になり得ると考えられる。

例えば骨組の最大梁端塑性率 4 のとき、平均梁端塑性率は 2.6 程度、縮約 1 自由度系の塑性率は 1.8 程度となる。但し、逆に縮約 1 自由度系の塑性率から骨組の梁端塑性率を推定する場合には、特に最大梁端塑性率でばらつきが大きく、評価が難しいといえる。

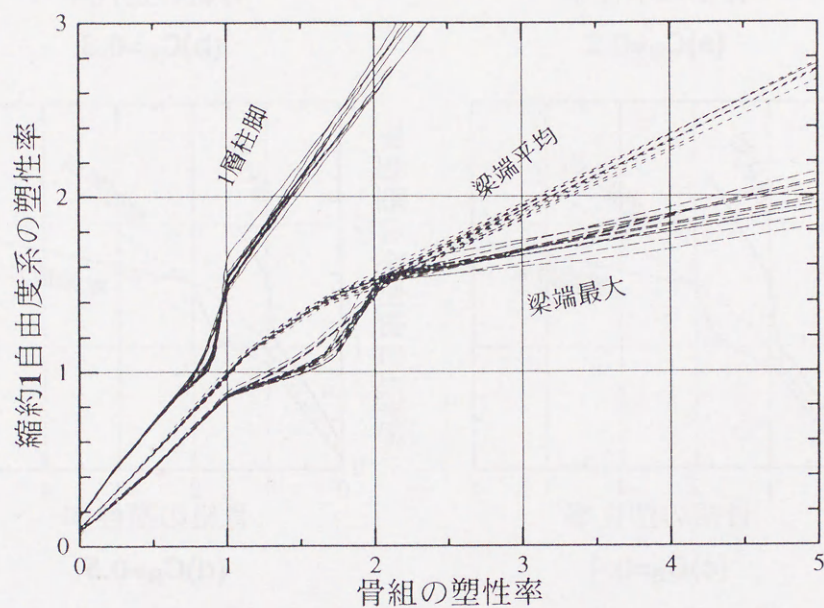


図 3.36 静的載荷時の塑性率の対応



### 3.5 多層骨組と1質点系の地震応答解析

#### 3.5.1 復元力特性と塑性率の対応

3.4節で示したように、静的載荷時には骨組の降伏ベースシアと縮約1自由度系の降伏耐力がほぼ一致し、塑性率に関しては建物高さ、降伏ベースシア係数によらず、ある相関関係にあることが分かった。ここでは、地震時の復元力特性と塑性率の対応について考察する。

降伏ベースシア係数  $C_B=0.3$  で設計した骨組モデルに対して、El Centro NS 50cm/s 及び神戸海洋気象台 NS 50cm/s(表 3.2) による地震応答解析を行い、応答変位及び復元力を図 3.37, 図 3.38 に示す。このとき骨組の応答変位は表 3.3 に示した1次等価高さの上下層の応答変位から線形補間して求めた値を示しており、骨組の復元力は1層の層せん断力(ベースシア)である。また縮約1自由度系の応答変位、復元力は(3.7), (3.8) 式によって算定した値である。骨組と縮約1自由度系は概ねよく対応しているといえる。

また、同じ結果から復元力-変位関係を図 3.39, 図 3.40 に示す。以上より、地震応答時においても、骨組の1次等価高さ付近の応答変位と縮約1自由度系の応答変位、骨組のベースシアと縮約1自由度系の復元力は、それぞれほぼ対応していることが分かる。

次に、同じ解析ケースの結果から、骨組と縮約1自由度系の塑性率の対応と各階最大梁端塑性率を図 3.41, 図 3.42 に示す。縮約1自由度系の塑性率が1程度までの範囲においては静的載荷時とほぼ対応しているようであるが、塑性率が大きいと対応が悪くなり、特に最大梁端塑性率のばらつきが大きくなっている。

また、図 3.41, 図 3.42 にそれぞれ示した(a)5層の場合の塑性率の対応を、2秒ごとに区切って図 3.43, 図 3.44 に示す。El Centro 波の場合は応答塑性率が比較的小さく、静的載荷時の塑性率の対応とほぼ同じ挙動を示している。

一方神戸波の場合、0～4秒までは応答塑性率1以下で静的載荷時と同様の挙動であるが、4～6秒で最大梁端塑性率が3.5に達し、縮約1自由度系の塑性率が0になっても最大梁端塑性率は1程度の値を示している。そして6～8秒にかけて大きく塑性化し、8秒以後は塑性率が0に戻らないまま地震が終了している。



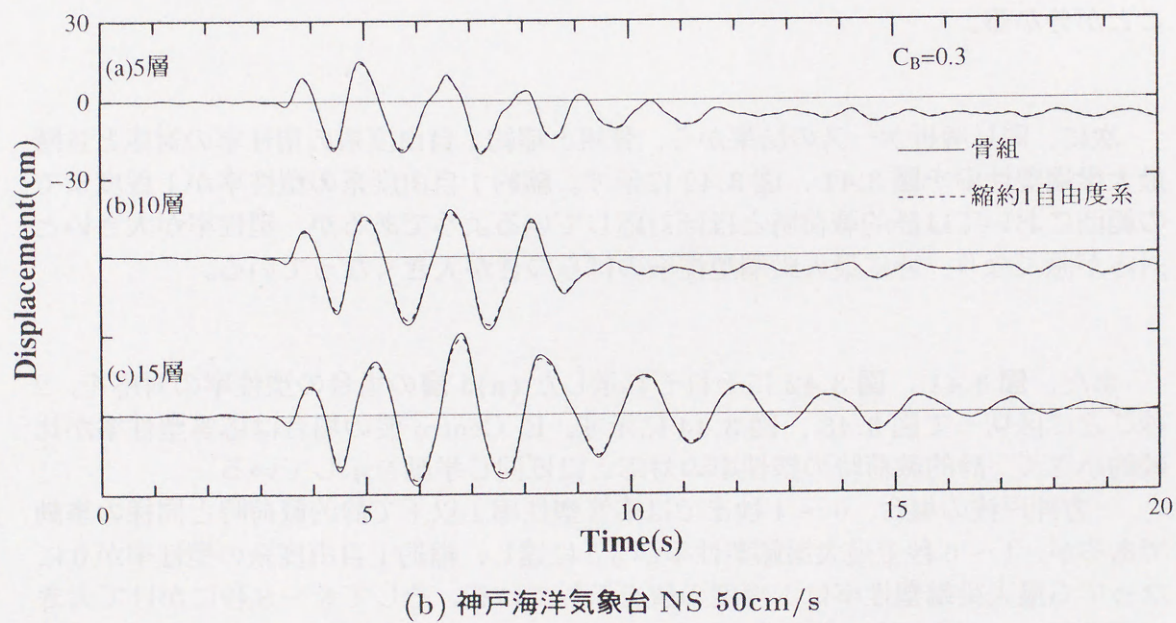
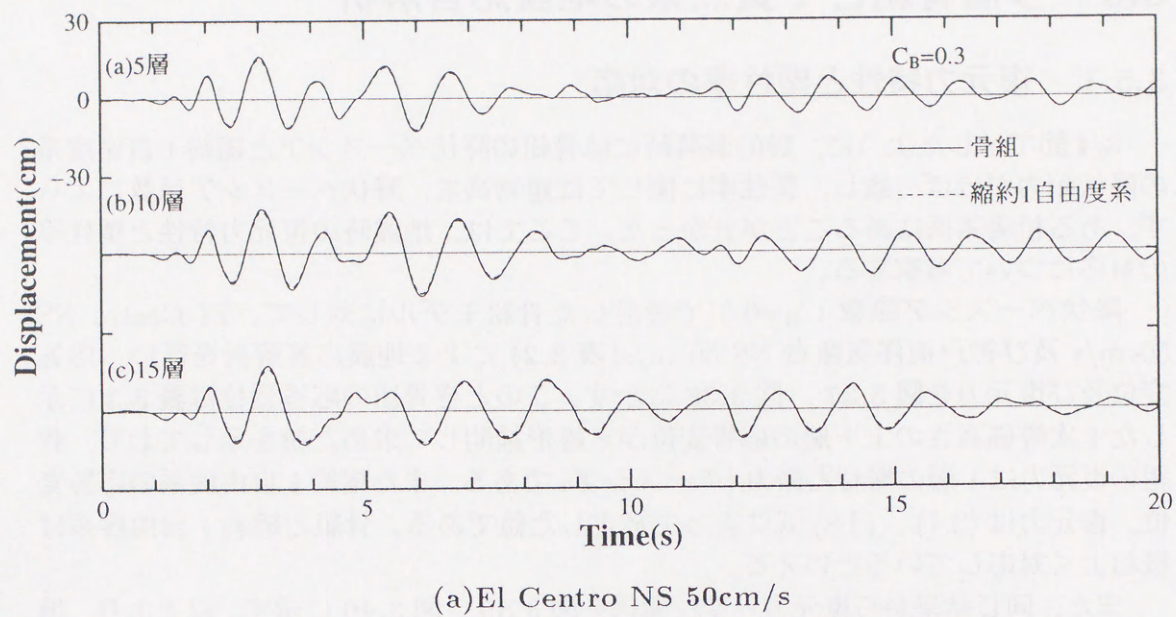
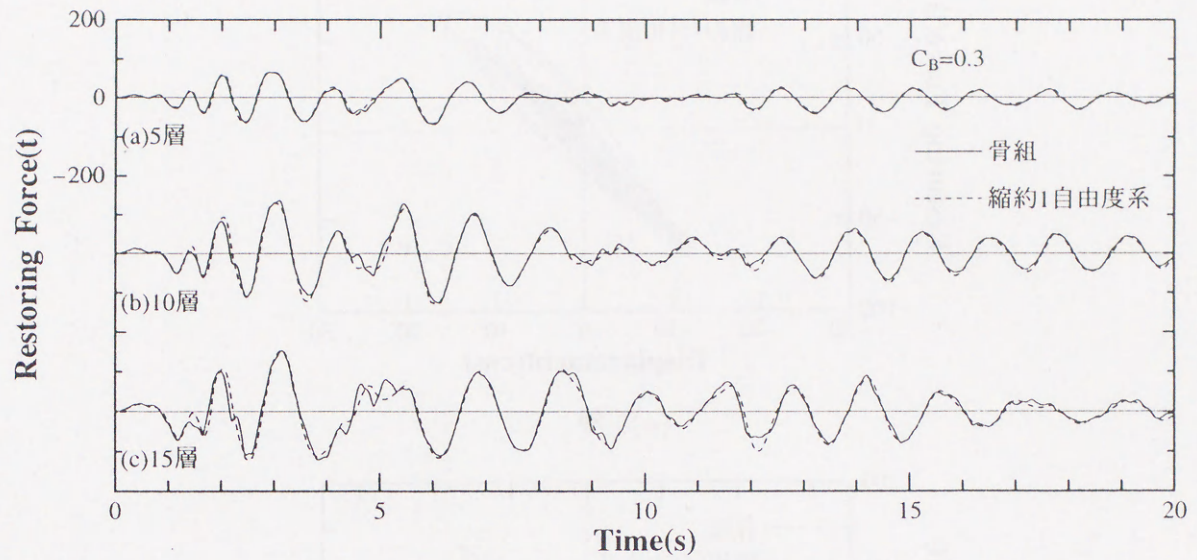
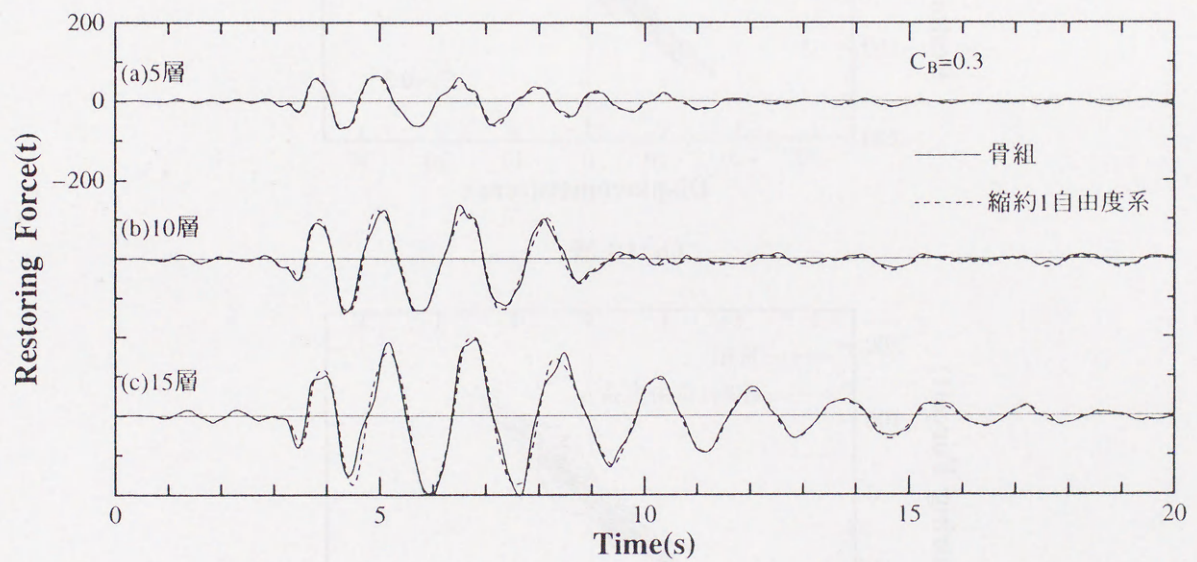


図 3.37 骨組と縮約 1 自由度系の応答変位





(a) El Centro NS 50cm/s

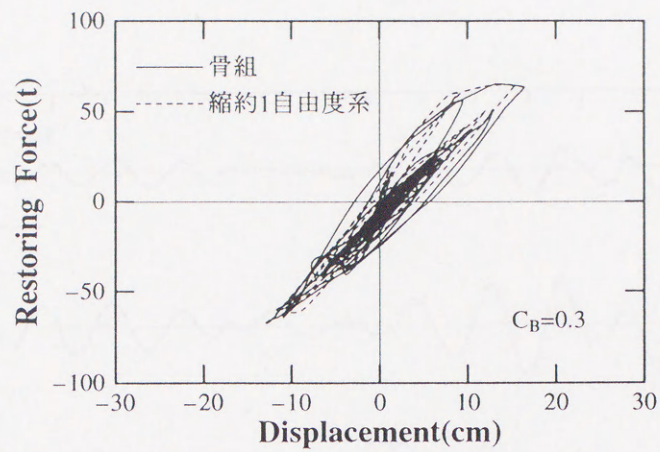


(b) 神戸海洋気象台 NS 50cm/s

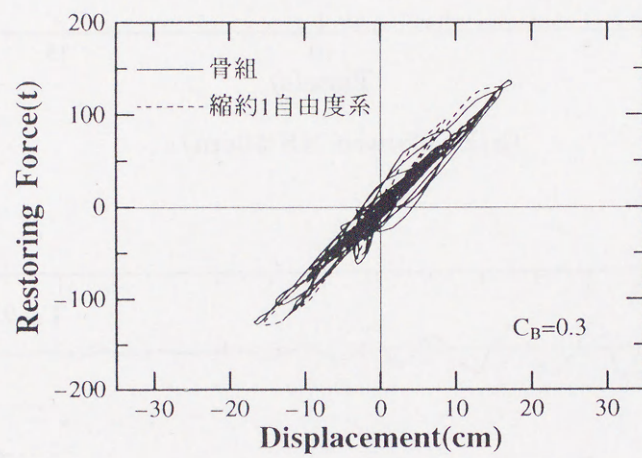
図 3.38 骨組と縮約1自由度系の復元力



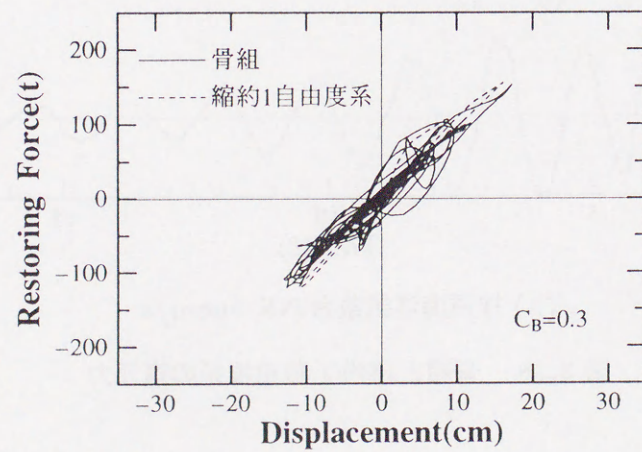
### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状



(a)5 層



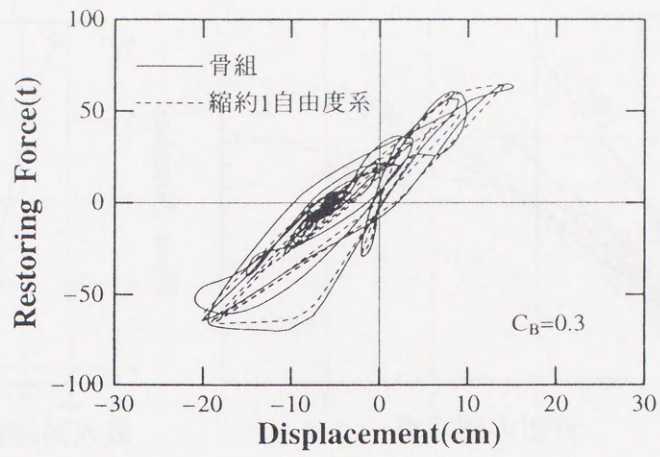
(b)10 層



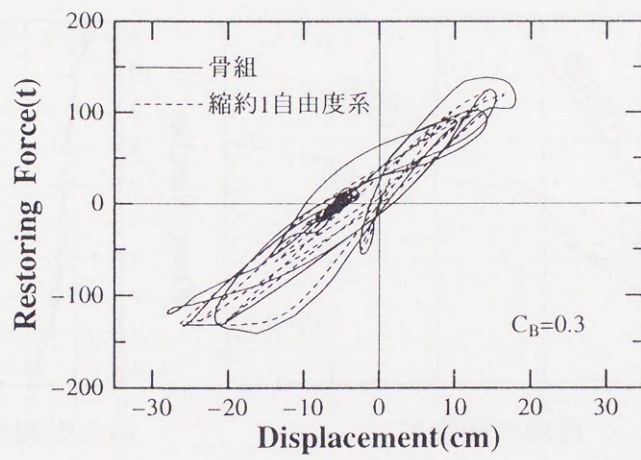
(c)15 層

図 3.39 地震応答時の復元力-変位関係  
(El Centro NS 50cm/s)

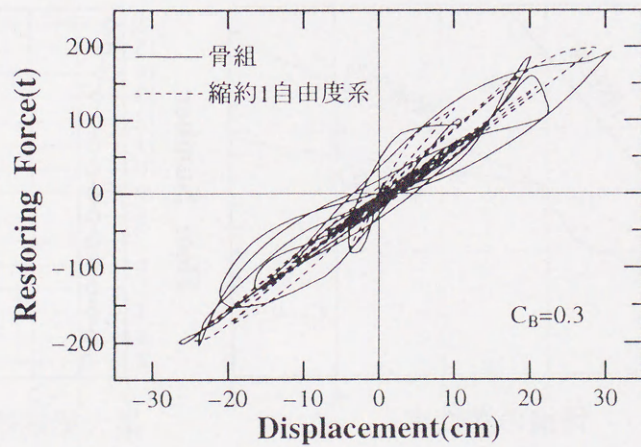




(a)5 層



(b)10 層

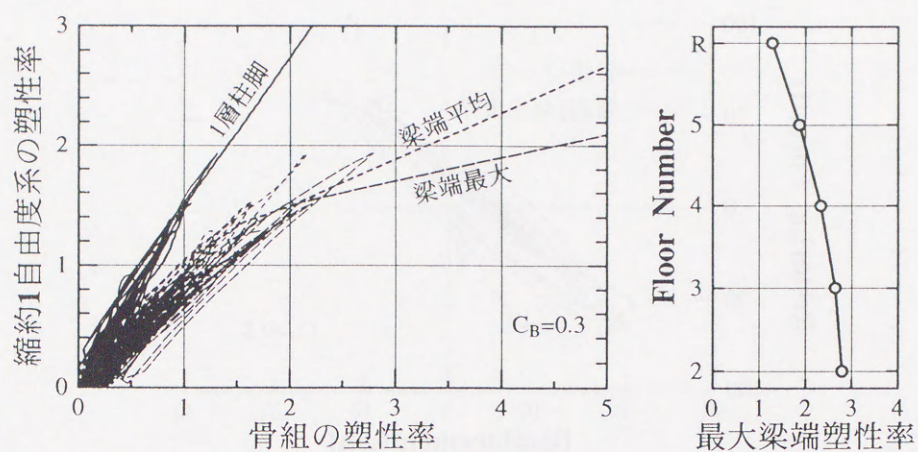


(c)15 層

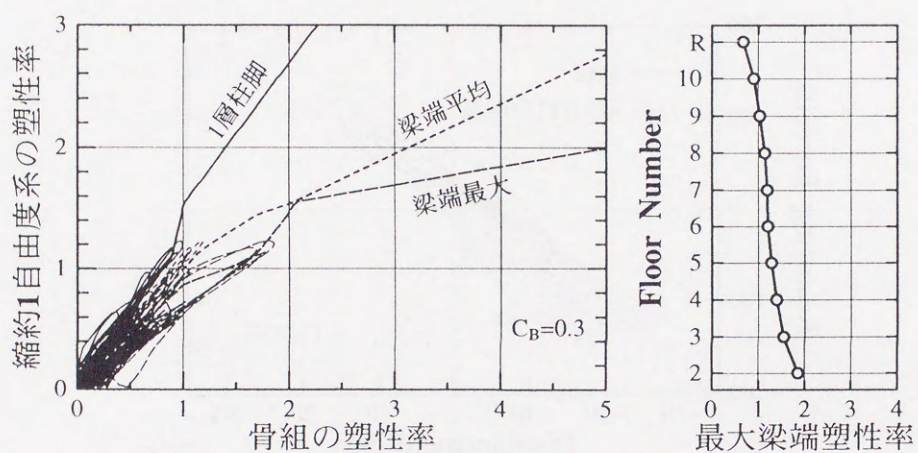
図 3.40 地震応答時の復元力-変位関係  
(神戸海洋気象台 NS 50cm/s)



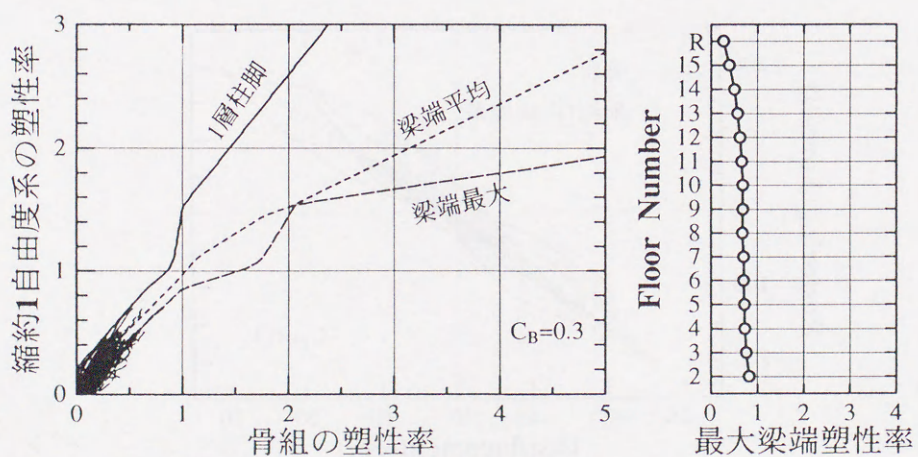
### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状



(a)5 層



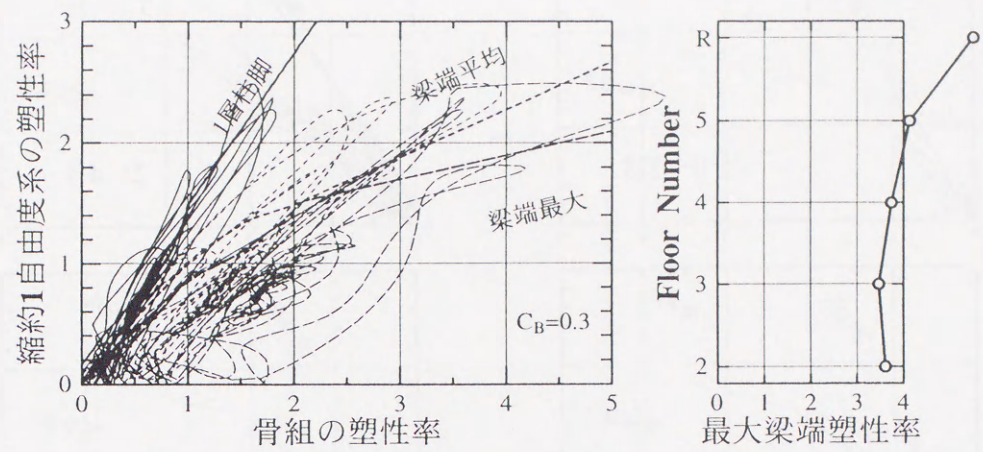
(b)10 層



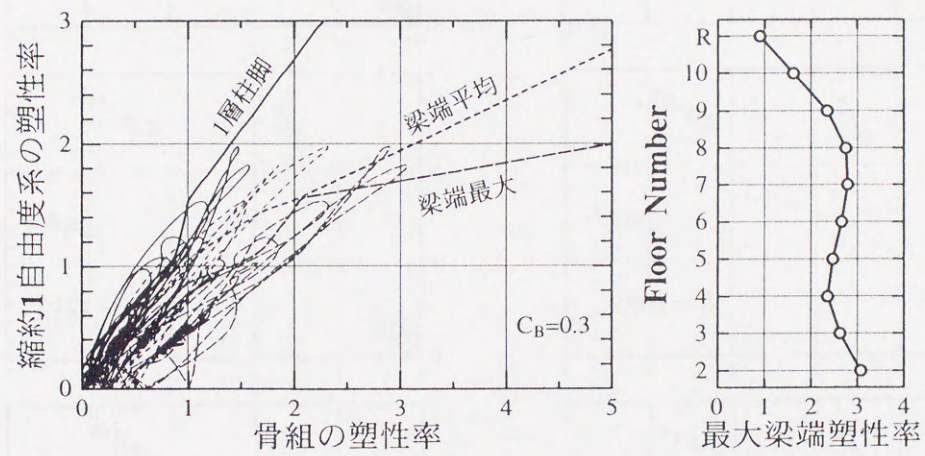
(c)15 層

図 3.41 骨組と縮約 1 自由度系の塑性率の対応  
静的載荷時及び地震応答時 (El Centro NS 50cm/s)

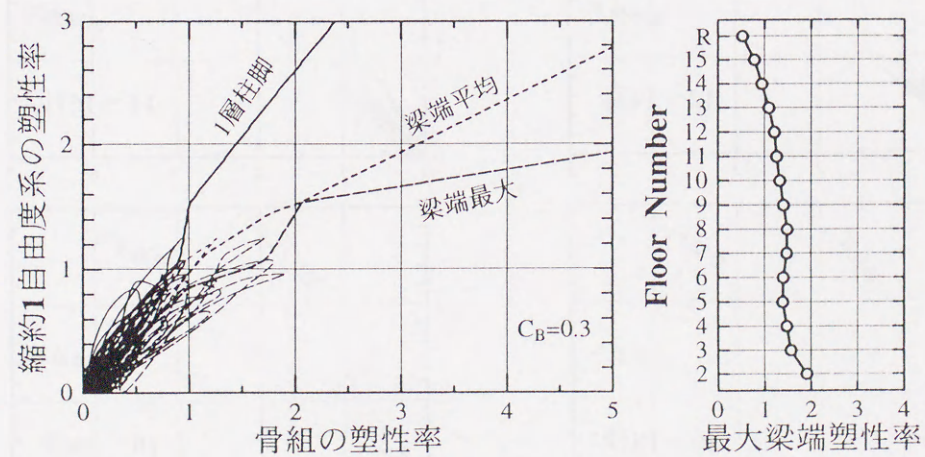




(a)5 層



(b)10 層



(c)15 層

図 3.42 骨組と縮約 1 自由度系の塑性率の対応  
静的載荷時及び地震応答時 (神戸海洋気象台 NS 50cm/s)



### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状

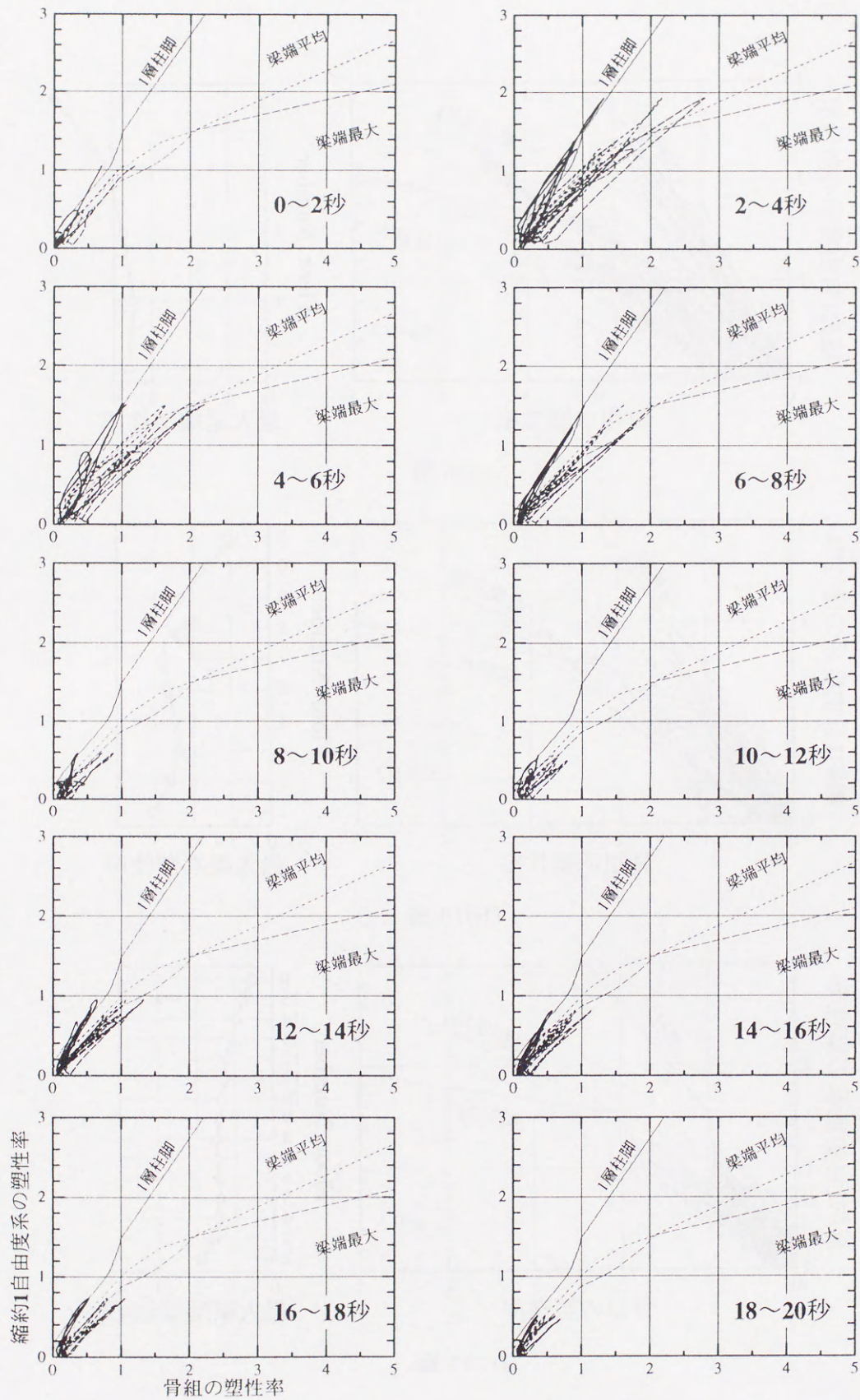


図 3.43 塑性率の対応 (5 層, El Centro NS 50cm/s)



### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状

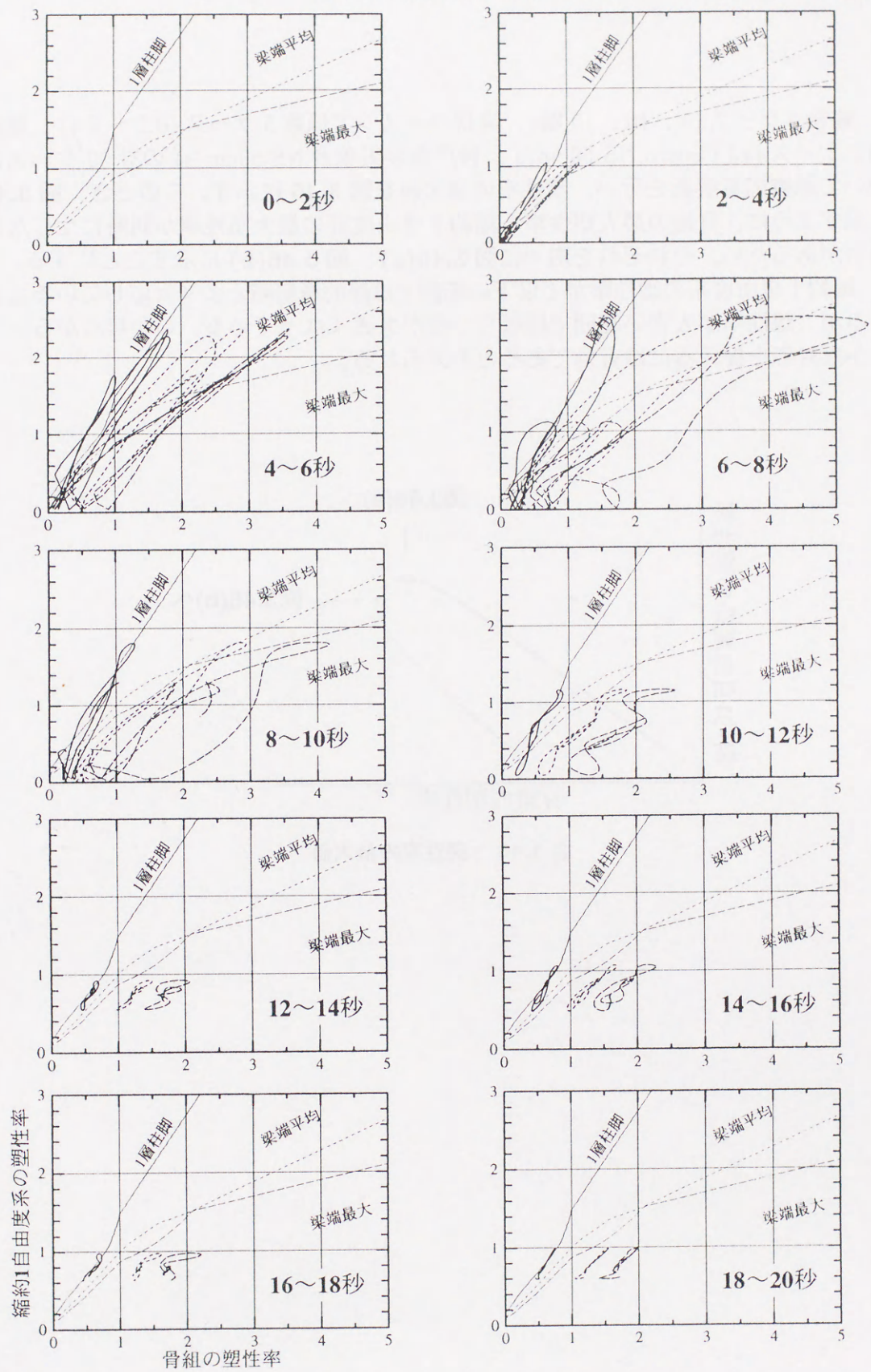


図 3.44 塑性率の対応 (5 層, 神戸海洋気象台 NS 50cm/s)



### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状

建物3ケース(5, 10, 15層), 降伏ベースシア係数5ケース(0.2~0.6), 地震動2ケース(El Centro NS 50cm/s, 神戸海洋気象台 NS 50cm/s)の計30ケースについて地震応答解析を行い, 塑性率の最大値を図3.46に示す。このとき, 図3.45に示すように, 骨組の最大塑性率と縮約1自由度計の最大塑性率が同時に生じない場合があるため, それぞれを別々に図3.46(a), 図3.46(b)に示すことにする。

縮約1自由度系の塑性率が1以下の範囲では静的載荷時とよく対応しているといえるが, 塑性率が大きい範囲ではばらつきが大きくなっている。しかしながら, 大まかな対応を捉えるには有効であると考えられる。

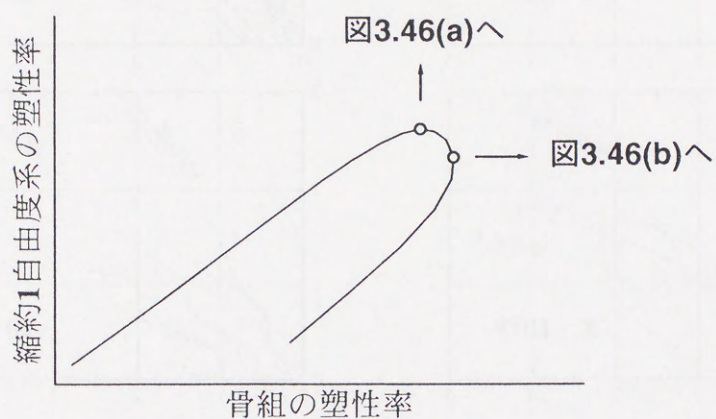
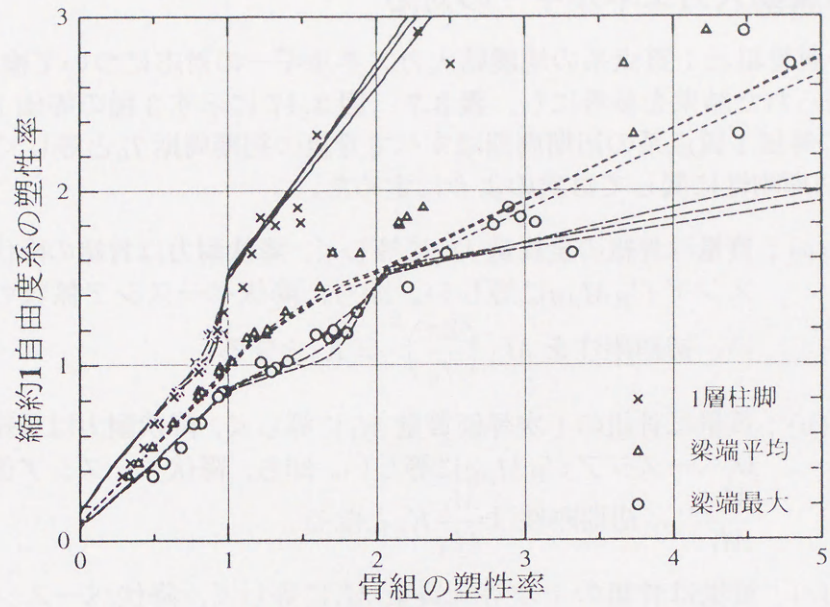
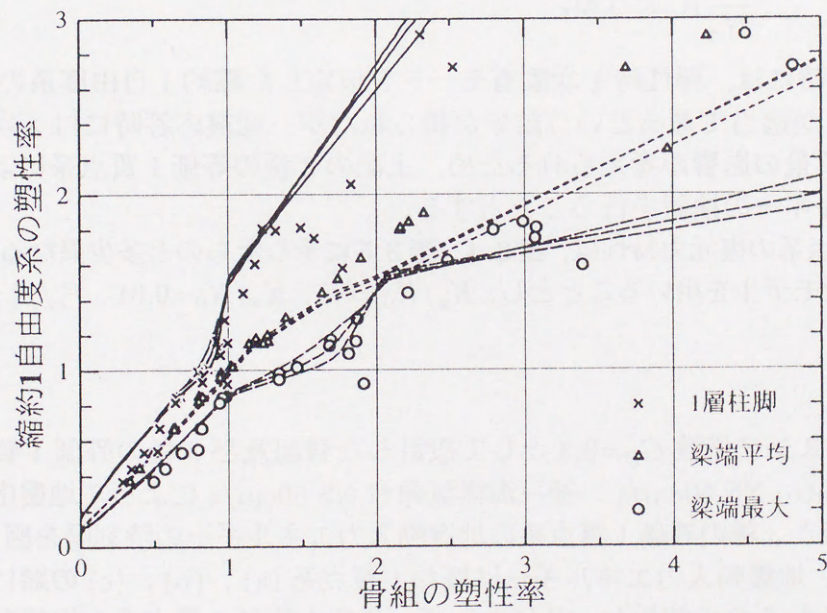


図 3.45 塑性率の最大値





(a) 縮約1自由度系が最大を示す点



(b) 骨組が最大を示す点

図 3.46 静的載荷時 ( $C_B=0.3$ ) 及び地震応答時 (30 ケース) の塑性率の対応



### 3.5.2 地震動入力エネルギーの対応

次に、多層骨組と1質点系の地震動入力エネルギーの対応について検討を行う。  
3.4.1項で得られた結果を参考にし、表3.7、図3.47に示す3種の等価1質点系を考える。この等価1質点系の初期周期はすべて骨組の初期周期 $T_0$ と等しくし、質量、降伏耐力、初期剛性に関しては次のように定めた。

1質点系(a)；質量は骨組の全質量 $M_A$ に等しく、降伏耐力は骨組の降伏ベースシア $C_B M_A g$ に等しい。即ち、降伏ベースシア係数も等しい。初期剛性を $M_A \left( \frac{2\pi}{T_0} \right)^2 = K_a$ とする。

1質点系(b)；質量は骨組の1次等価質量 $M_1$ に等しく、降伏耐力は骨組の降伏ベースシア $C_B M_A g$ に等しい。即ち、降伏ベースシア係数は $\frac{M_A}{M_1} C_B$ 、初期剛性は $\frac{M_1}{M_A} K_a$ となる。

1質点系(c)；質量は骨組の1次等価質量 $M_1$ に等しく、降伏ベースシア係数は骨組と等しい。即ち、降伏耐力は $C_B M_1 g$ 、初期剛性は $\frac{M_1}{M_A} K_a$ となる。

静的載荷時には、弾性時1次固有モードを仮定した縮約1自由度系の検討から、1質点系(b)が適当であるという結果が得られたが、地震応答時には2次以降の振動モードや質量の影響が考えられるため、上記の3種の等価1質点系によって地震動入力エネルギーの検討を行うこととする。

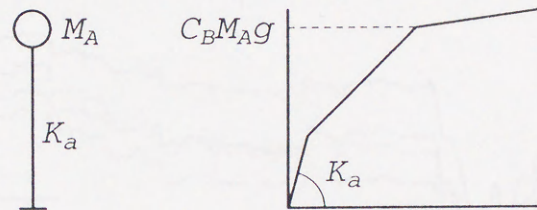
等価1質点系の復元力特性は、表3.4、表3.5に示したものと多少異なるが、図2.4に示した解析モデルを用いることとし、 $K_y/K_0=0.3$ 、 $K_u/K_0=0.01$ 、 $F_c/F_y=1/3 \approx 0.33$ とした。

降伏ベースシア係数 $C_B=0.3$ として設計した骨組及び3種の等価1質点系に対して、El Centro NS 50cm/s、神戸海洋気象台 NS 50cm/sによって地震応答解析を行った。骨組と3種の等価1質点系の地震動入力エネルギーの時刻歴を図3.48、図3.49に示す。地震動入力エネルギーは概ね1質点系(a)、(b)、(c)の順に大きいようである。それぞれの解析ケースにおいて、骨組と等価1質点系の地震動入力エネルギーの値には違いがあり、どの等価1質点系が最もよく対応しているかを断定することはできないが、時刻歴の波形はそれぞれよく対応しているといえる。

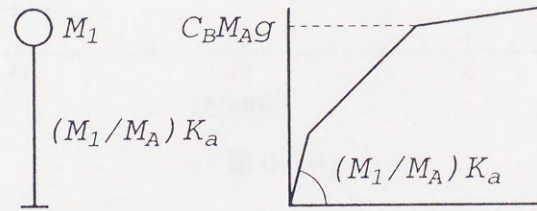


表 3.7 骨組と等価 1 質点系の構造特性

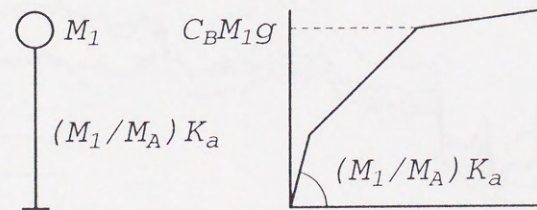
	骨組	1 質点系 (a)	1 質点系 (b)	1 質点系 (c)
初期周期	$T_0$	$T_0$	$T_0$	$T_0$
質量	$M_A$	$M_A$	$M_1$	$M_1$
降伏ベースシア係数	$C_B$	$C_B$	$\frac{M_A}{M_1} C_B$	$C_B$
降伏ベースシア	$C_B M_A g$	$C_B M_A g$	$C_B M_A g$	$C_B M_1 g$
初期剛性		$M_A \left( \frac{2\pi}{T_0} \right)^2$ $= K_a$	$M_1 \left( \frac{2\pi}{T_0} \right)^2$ $= \frac{M_1}{M_A} K_a$	$M_1 \left( \frac{2\pi}{T_0} \right)^2$ $= \frac{M_1}{M_A} K_a$



1 質点系 (a)



1 質点系 (b)

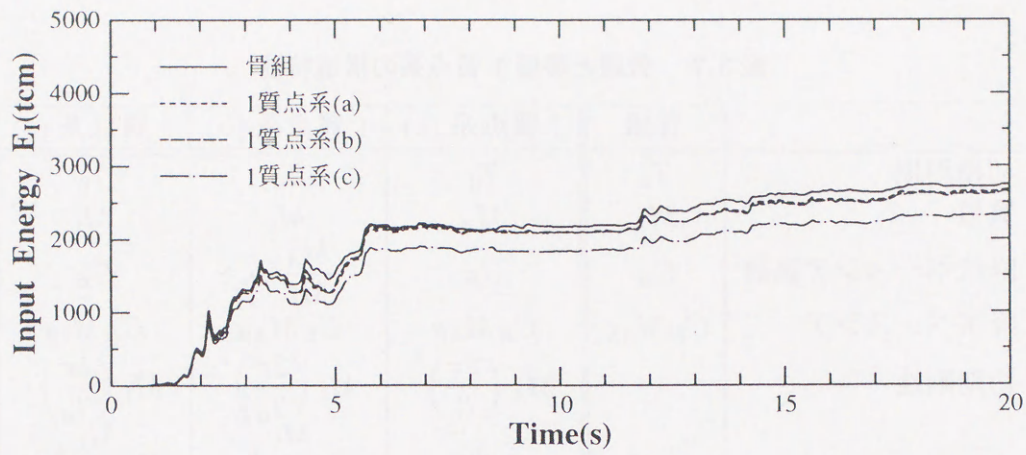


1 質点系 (c)

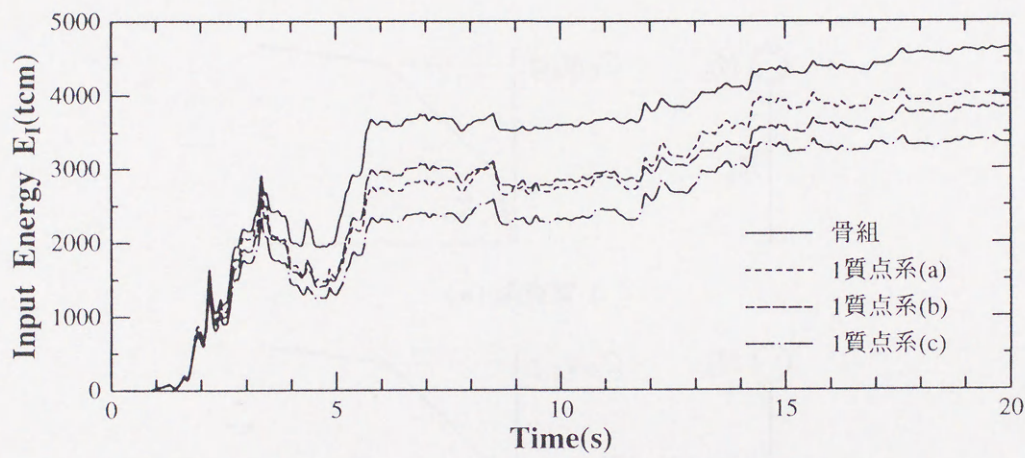
図 3.47 等価 1 質点系の構造特性



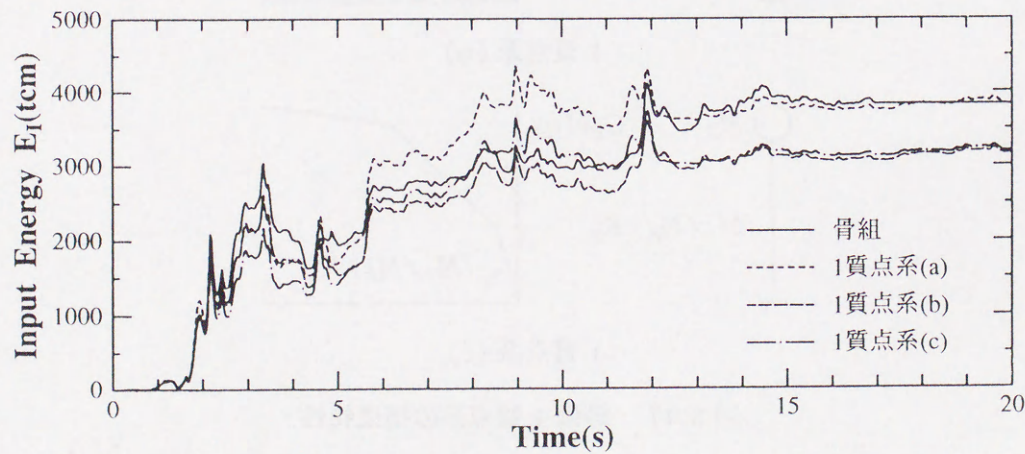
### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状



(a)5 層



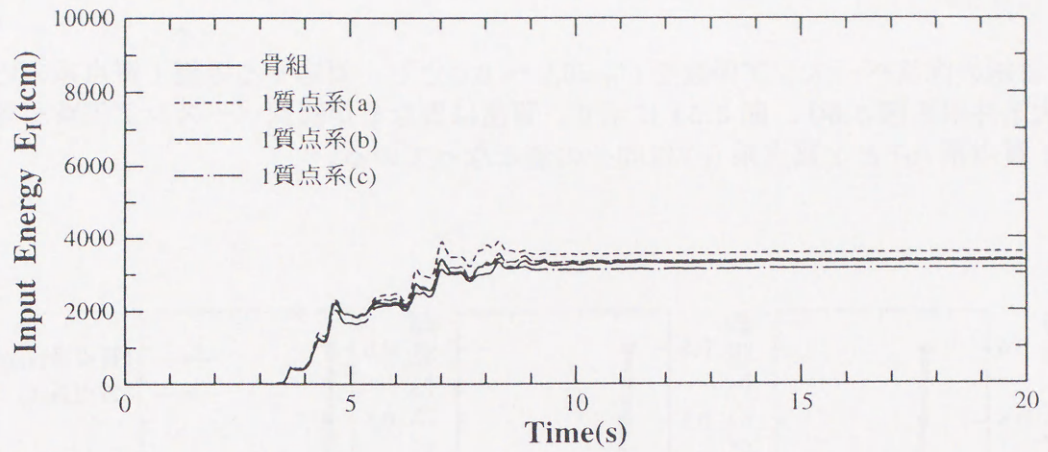
(b)10 層



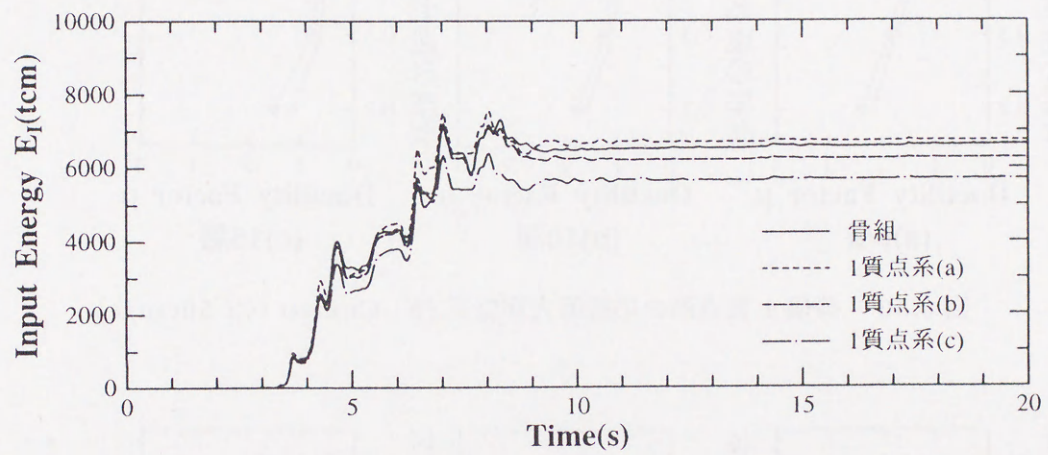
(c)15 層

図 3.48 骨組と等価 1 質点系の地震動入力エネルギー  
( $C_B=0.3$ , El Centro NS 50cm/s)

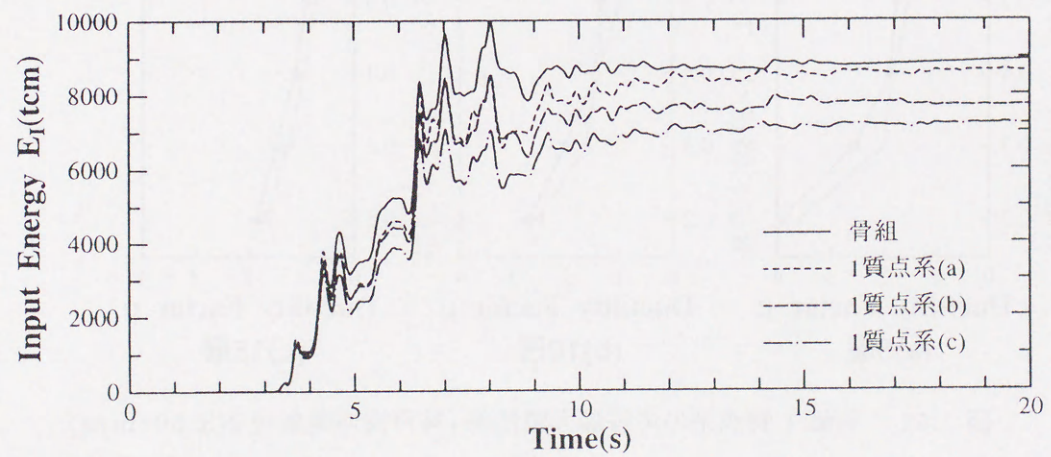




(a)5 層



(b)10 層



(c)15 層

図 3.49 骨組と等価 1 質点系の地震動入力エネルギー  
( $C_B=0.3$ , 神戸海洋気象台 NS 50cm/s)



### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状

骨組の降伏ベースシア係数を  $C_B=0.2 \sim 0.6$  とし，対応する等価1質点系の応答最大塑性率を図3.50，図3.51に示す。質量は異なるが降伏ベースシア係数が等しい1質点系(a)と1質点系(c)は同一の値となっている。

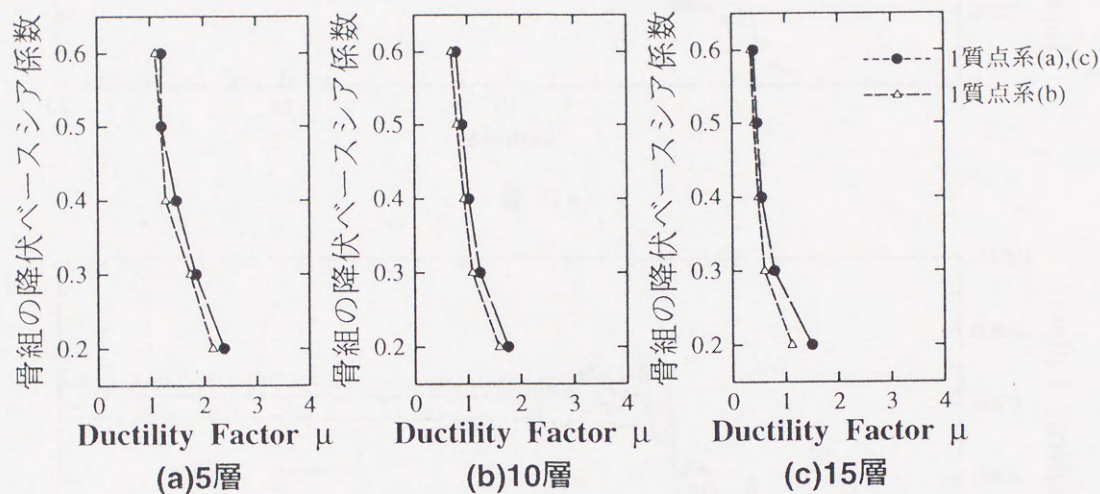


図 3.50 等価1質点系の応答最大塑性率 (El Centro NS 50cm/s)

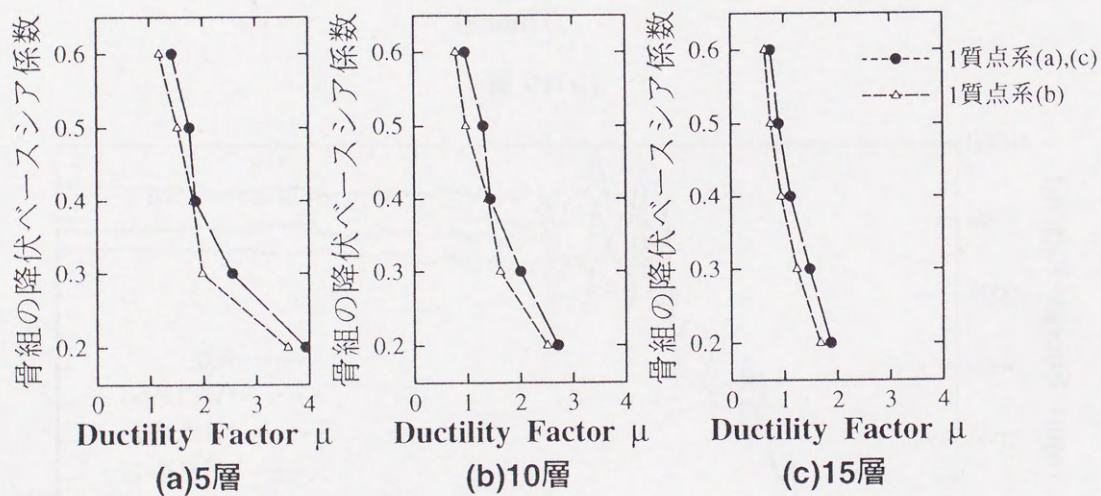


図 3.51 等価1質点系の応答最大塑性率 (神戸海洋気象台 NS 50cm/s)



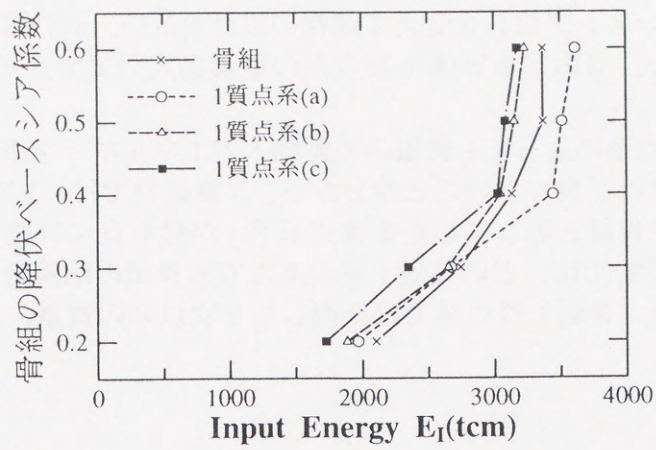
また、降伏ベースシア係数を変えて建物の設計を行い、その建物に対する地震動入力エネルギーと、対応する等価1質点系の地震動入力エネルギーを図3.52、図3.53に示す。

どの等価1質点系によっても骨組の地震動入力エネルギーをある程度は推定できるが、精度はそれほど良くないことが分かる。5層建物では、1次等価質量をもち、降伏ベースシアを骨組と等しくした1質点系(b)が最も良く骨組と対応しているようである。15層建物では、どの等価1質点系よりも骨組の地震動入力エネルギーが大きくなっており、等価1質点系では無視した2次以降の質量、振動の影響と考えられる。

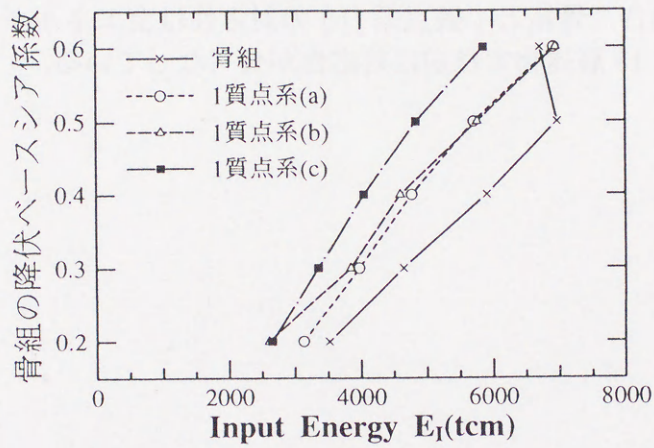
図3.52、図3.53に示した地震動入力エネルギーを、それぞれの質量で規準化して図3.54、図3.55に示す。1質点系(a)と1質点系(c)は同一の値となっている。5層建物の場合、骨組と1質点系(b)の対応性は全エネルギーのときよりも悪くなっているが、15層建物では逆に対応性が良くなっている。



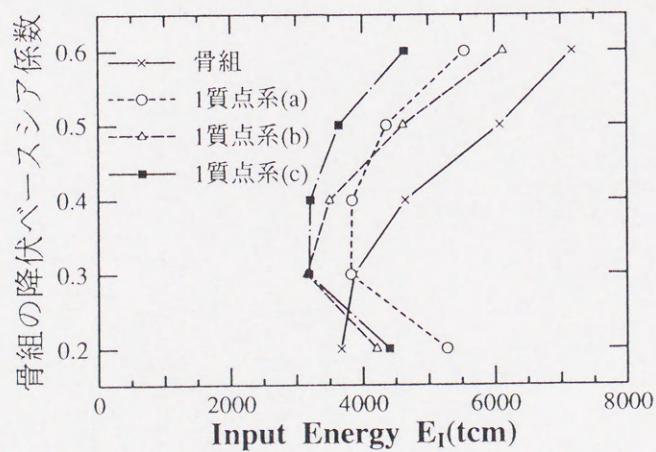
### 第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状



(a)5 層



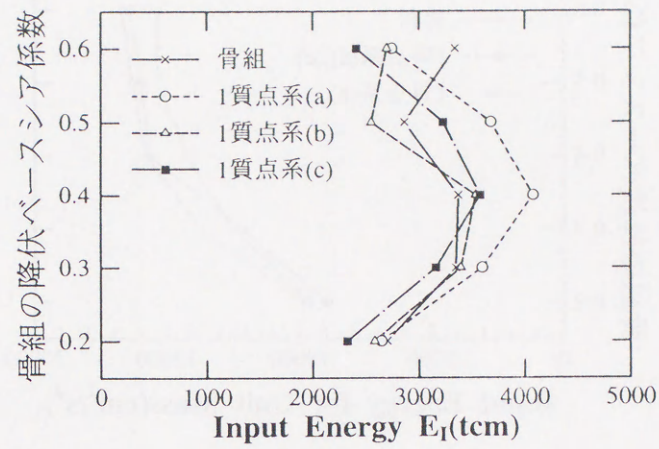
(b)10 層



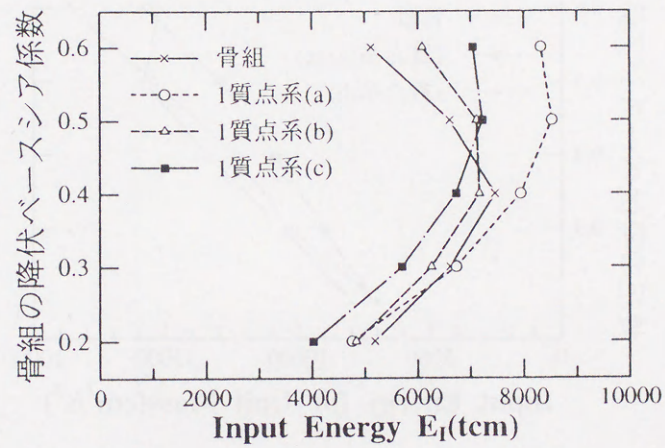
(c)15 層

図 3.52 骨組と等価 1 質点系の地震動入力エネルギー (El Centro NS 50cm/s)

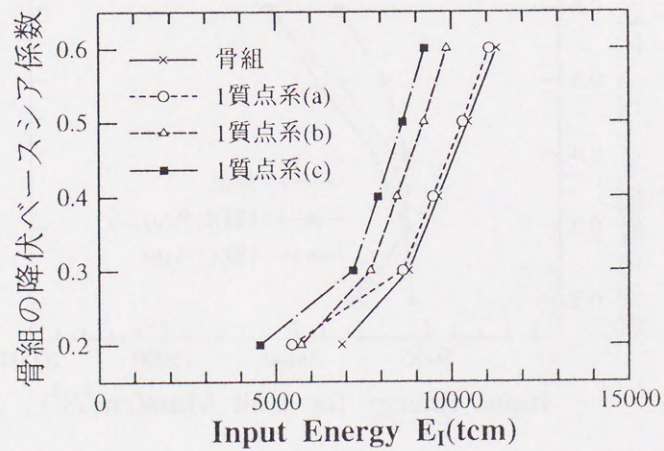




(a)5 層



(b)10 層

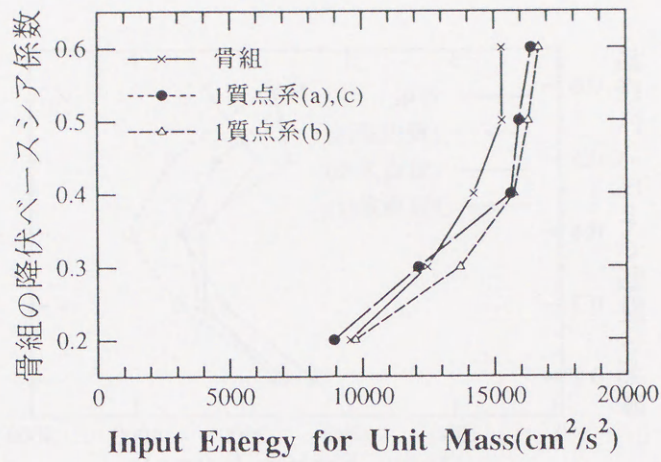


(c)15 層

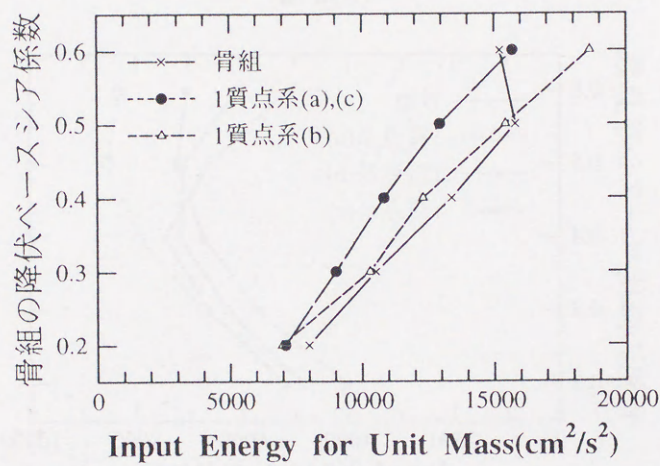
図 3.53 骨組と等価 1 質点系の地震動入力エネルギー (神戸海洋気象台 NS 50cm/s)



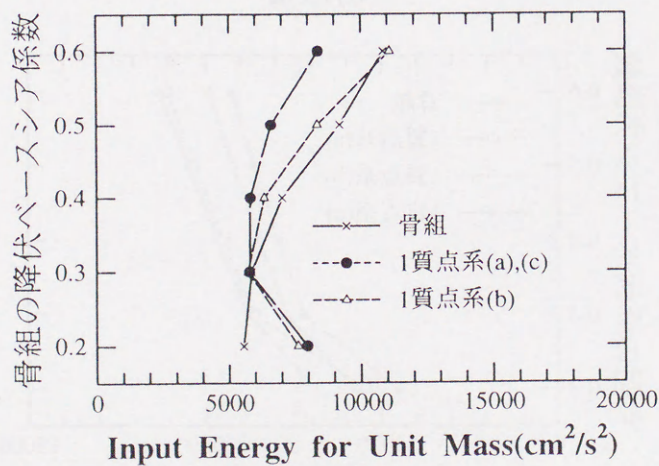
第3章 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の応答性状



(a)5 層



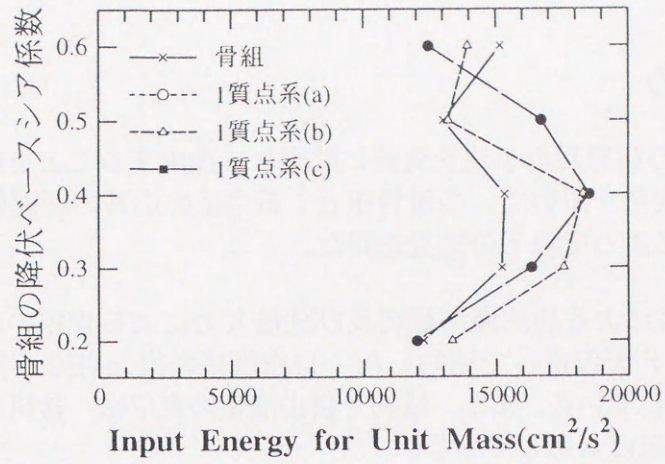
(b)10 層



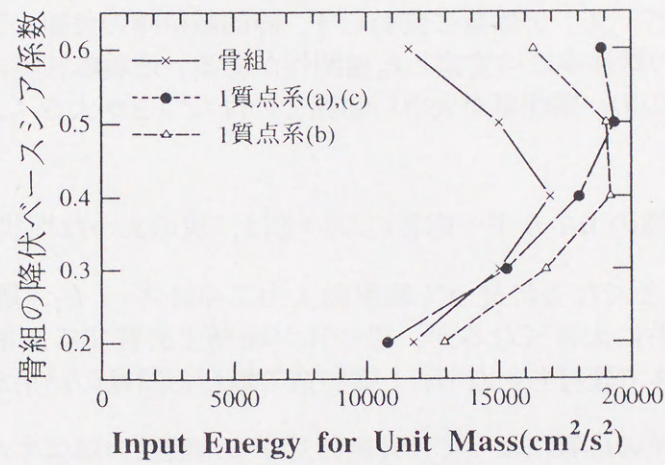
(c)15 層

図 3.54 骨組と等価 1 質点系の、単位質量あたりの地震動入力エネルギー (El Centro NS 50cm/s)

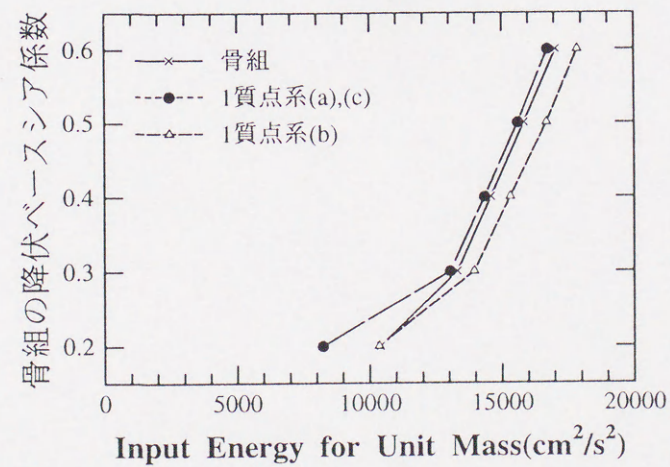




(a)5 層



(b)10 層



(c)15 層

図 3.55 骨組と等価 1 質点系の、単位質量あたりの地震動入力エネルギー (神戸海洋気象台 NS 50cm/s)



### 3.6 まとめ

1 質点系による耐震設計手法を骨組に拡張して適用することを目的とし、骨組とその縮約1自由度系を用いて、多層骨組と1質点系の応答の関連性についての検討を行った。これによって以下の知見を得た。

- $A_i$  分布外力による静的漸増载荷及び地震入力による骨組の応答を、弾性時1次固有モードを仮定して縮約した1自由度系の復元力は、骨組のベースシアにほぼ対応している。また、縮約1自由度系の変位は、骨組の1次等価高さ付近の変位にほぼ対応している。
- 梁降伏型 RC 造骨組を対象としたが、本研究で検討した範囲においては、建物高さ、降伏ベースシア係数に関わらず、静的载荷時の骨組の部材塑性率と縮約1自由度系の塑性率には安定した相関性がある。地震応答時にもある程度の相関はあるものの、塑性率が大きい範囲でのばらつきが大きく、評価が難しいといえる。

また、多層骨組のエネルギー応答については、次のような性状が得られた。

- 地震動が大きくなるに従って地震動入力エネルギー  $E_I$ 、履歴消費エネルギー  $E_H$  はともに大きくなるが、構造物が履歴で消費するエネルギーの割合は  $E_H/E_I \simeq 0.8$  で頭打ちとなり、1質点系の場合と同様の結果が得られた。
- 等価1質点系の応答によって、骨組に対する地震動の総エネルギー入力をある程度推定できた。



## 第4章 エネルギー応答に基づく耐震設計手法

地震動の破壊力を評価する指標の一つとして地震動入力エネルギー (エネルギースペクトル) が用いられており、エネルギーの入力過程の検討も行われている (1.2 節参照)。ここでは第2章の結果に基づき、地震動のエネルギー入力と構造物の繰返し応答を考慮した1質点系の耐震設計手法を示す。この方法では、入力地震動のエネルギースペクトルが与えられているとき、目標応答最大塑性率に対応する所要耐力の算定ができ、損傷のレベルを考慮した耐震設計が可能であると考えられる。

また第3章の結果に基づき、梁降伏型 RC 造骨組の耐震設計を等価な1質点系によって行い、その応答性状から本研究で示した手法の精度を検証する。

### 4.1 損傷レベル

構造物の応答・損傷のレベルを定量的に評価する指標としては、応答最大塑性率が簡便で一般的である。これは構造物の最大応答に基づいた指標であるが、最大応答のみならず繰返し応答による効果も併せて考慮することによって、構造物の損傷をより適切に評価することが可能であると考えられる。特に RC 造においては、履歴の繰返しによって耐力が低下し崩壊に至る場合も考えられるため、損傷の累積についての評価が重要である。

本研究では損傷レベルの指標として、応答最大塑性率 $\mu$ または損傷指標 (Damage Index)  $D$ <sup>[26]</sup>を用いる。損傷指標  $D$ は構造物の損傷を応答最大変形と履歴消費エネルギーの両者によって評価する指標であり、(4.1) 式のように定義される。また、損傷パラメータ $\gamma$ 、エネルギー塑性率 $\mu_e$ を用いて書き替えた式も併せて示す。

$$D = \frac{\delta}{\delta_u} + \beta \frac{E_H}{F_y \delta_u} = \frac{\mu}{\mu_u} + \beta \frac{\gamma^2 \mu^2}{\mu_u} = \frac{\mu}{\mu_u} + \beta \frac{\mu_e}{\mu_u} \quad (4.1)$$

$$\text{ここで,} \quad \mu = \frac{\delta}{\delta_y}, \quad \mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

$\delta_u$ ,  $\mu_u$ はそれぞれ、単調載荷時の限界変形及び限界塑性率である。 $\delta_u$ ,  $\mu_u$ は実験結果に基づいて求められるべきものであり、一般的に定義することは難しいが、ここでは何らかの値が得られているものと仮定する。 $\beta$ は履歴消費エネルギーが構造物の損傷に寄与する割合を表す係数であり、実験結果に基づいた経験式が与えられている<sup>[26]</sup>。 $\beta=0$  とすることは、損傷レベルの評価を応答最大塑性率 $\mu$ のみによって行うことに対応している。



$D=0.0$  は非損傷,  $D=1.0$  は限界状態を表しており, Park らは地震被害を受けた建物の調査・解析を行い,  $D < 0.4$  は修復可能な損傷に対応している<sup>[27]</sup>。

## 4.2 1 質点系の所要耐力

耐震設計においては, 設計限界状態を設定し, それに対応する降伏耐力  $F_y$  を算定することが必要である。以下において, 入力地震動と目標損傷レベル (本研究では, 応答最大塑性率  $\mu$  または損傷指標  $D$  の値) が与えられたときに, 対応する降伏耐力  $F_y$  を算定する2つの手法を検討する。

方法1; 繰返し応答計算により直接求める。 (精算法)

方法2; 与えられた地震動入力エネルギースペクトルと,  
仮定した損傷パラメータ  $\gamma$  から算定する。 (略算法)

対象とする1質点系は図2.4に示すTakedaモデル型復元力特性を有するものとし, 降伏時剛性低下率を0.3, 減衰定数を0.05とする。

### 4.2.1 模擬地震動

ここでは2.1節に示した2つの地震動レベル, それぞれ5波の模擬地震動に対して目標損傷レベルを与え, 対応する所要耐力を求めてみる。

方法1に関しては繰返し応答計算により, 方法2に関しては以下のような手順で, 応答計算を行わずに所要耐力を求めていく。なお以下の算定結果は, レベル1, レベル2, それぞれ5波の模擬地震動による応答の平均値によって示す。

#### Step1 地震動入力エネルギー $V_I$ を与える

弾塑性系に入力される地震動入力エネルギーは, 減衰定数  $h=0.10$  の弾性1質点系の入力エネルギーによって仮定でき<sup>[3]</sup>, 本論文2.3節の検討より, RC造においては初期周期から降伏時周期に読み替えることによって弾性系との対応づけができる。

そこで, 初期周期  $T_0$  の弾塑性系に対する地震動入力エネルギーは, 固有周期  $1.83T_0$ , 減衰定数  $h=0.10$  の弾性系に対する地震動入力エネルギーで代用できると仮定し, 方法2で用いる弾塑性地震動入力エネルギーを図4.1に示す。



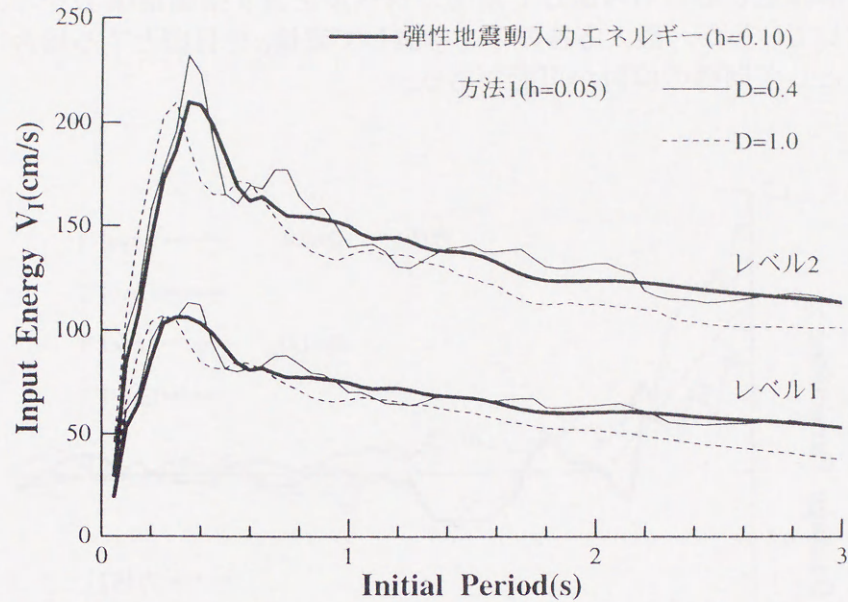


図 4.1 地震動入力エネルギー

Step2 目標損傷レベルを与える

算定例として、 $D=0.4$  及び  $1.0$  を目標損傷レベルとする。このとき、単調載荷時の限界塑性率  $\mu_u$  を  $4.0$  とし、(4.1) 式の  $\beta$  を  $0.15^{[23]}$  とする。

レベル 1 地震動に対して  $\begin{cases} \text{修復可能} (D = 0.4) \\ \text{限界状態} (D = 1.0) \end{cases}$

レベル 2 地震動に対して  $\begin{cases} \text{修復可能} (D = 0.4) \\ \text{限界状態} (D = 1.0) \end{cases}$

Step3 目標損傷レベルに対応する応答最大塑性率  $\mu$  を求める

損傷指標  $D$  の値に対応する応答最大塑性率  $\mu$  は、(4.1) 式から、(4.2) 式のように与えられる。

$$\mu = \frac{\sqrt{1 + 4D\beta\gamma^2\mu_u} - 1}{2\beta\gamma^2} \quad (4.2)$$

このとき、応答最大塑性率  $\mu$  がある程度以上大きい場合を想定して、損傷パラメータ  $\gamma$  を図 4.2 に示すように初期周期  $0.6$  秒以上では  $0.7$  の一定値、それ以下の短周期領域では線形関係と仮定して与えた。それぞれの目標損傷レベルにおける応答最大塑性率  $\mu$  を図 4.3 に示す。



ここでは繰返し応答も考慮して損傷のレベルを表す損傷指標  $D$  を与え、間接的に  $\mu$  を算定しているが、最大応答のみを考慮して直接  $\mu$  を目標とする場合には、(4.1) 式の  $\beta$  を 0 として同様の検討が可能である。

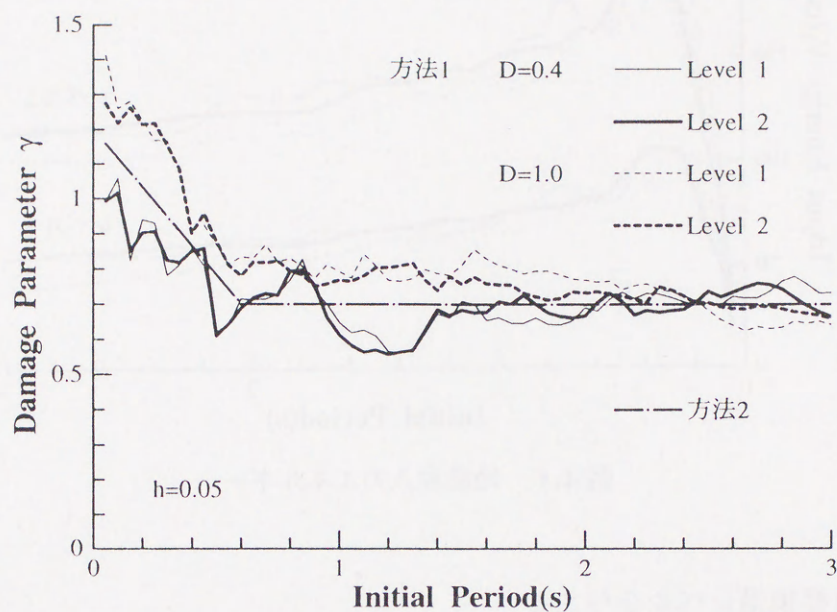


図 4.2 損傷パラメータ

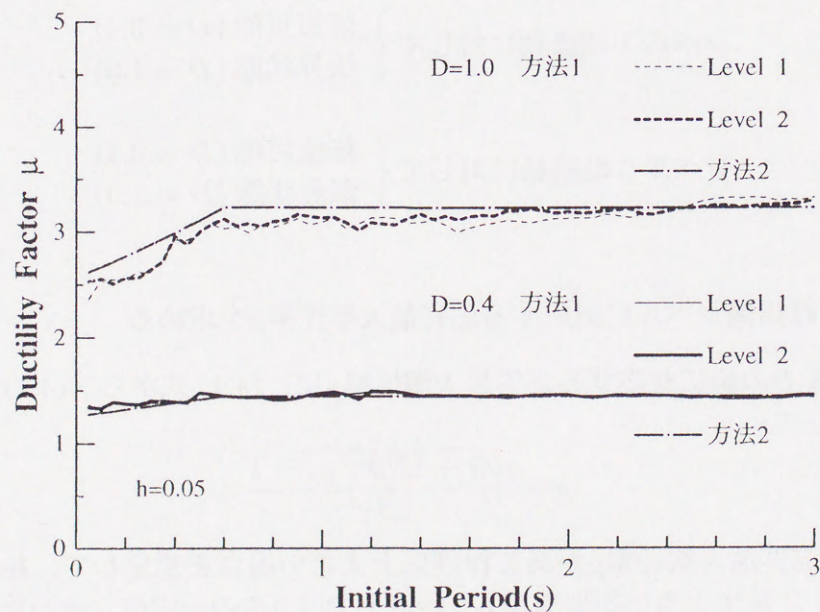


図 4.3 応答最大塑性率



Step4 地震動入力エネルギー  $V_I$  から履歴消費エネルギー  $V_H$  を算定する

2.3 節でモデル化した (2.8) 式によって, Step3 で求めた応答最大塑性率  $\mu$  に対する  $V_H/V_I$  の値を算定し, 図 4.4 に示す。

さらに  $V_H/V_I$  を地震動入力エネルギー  $V_I$  に乗じて履歴消費エネルギー  $V_H$  を求め, 図 4.5 に示す。それぞれの地震動レベルにおいて損傷指標  $D$  の大きいほうが, 応答最大塑性率  $\mu$  が大きく, 履歴消費エネルギー  $V_H$  も大きい値となっている。

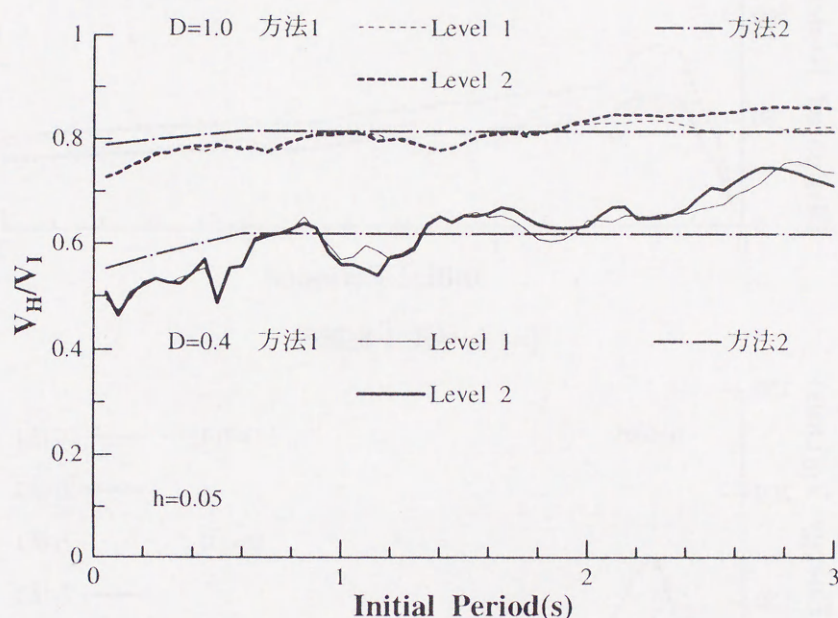


図 4.4 エネルギーの比

Step5 対応する降伏耐力  $F_y$  を算定する

損傷パラメータの定義である (2.9) 式は次のように書き替えられる。

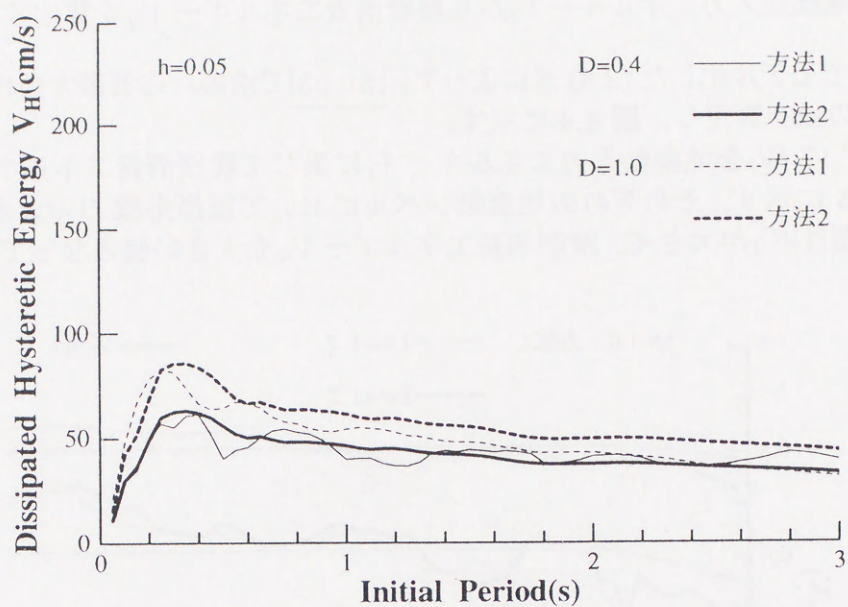
$$\gamma^2 \mu^2 = \frac{E_H}{F_y \delta_y} = \frac{\frac{1}{2} m V_H^2}{F_y \times \frac{F_y}{m \left( \frac{2\pi}{T_y} \right)^2}}$$

これより降伏耐力  $F_y$  は次のようになる。

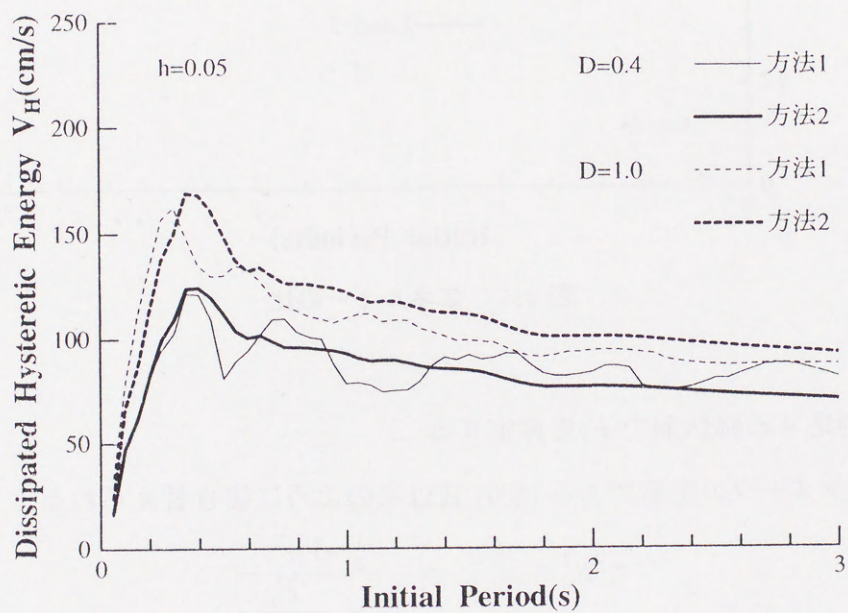
$$F_y = \sqrt{\frac{\frac{1}{2} m^2 V_H^2 \left( \frac{2\pi}{T_y} \right)^2}{\gamma^2 \mu^2}} = \frac{\sqrt{2} \pi m V_H}{\gamma \mu T_y} \quad (4.3)$$

(4.3) 式で算定した降伏耐力  $F_y$  を, 降伏ベースシア係数の形で図 4.6 に示す。方法 2 で算定した降伏耐力は, 方法 1 で応答計算によって直接求めた値によく対応しているといえる。





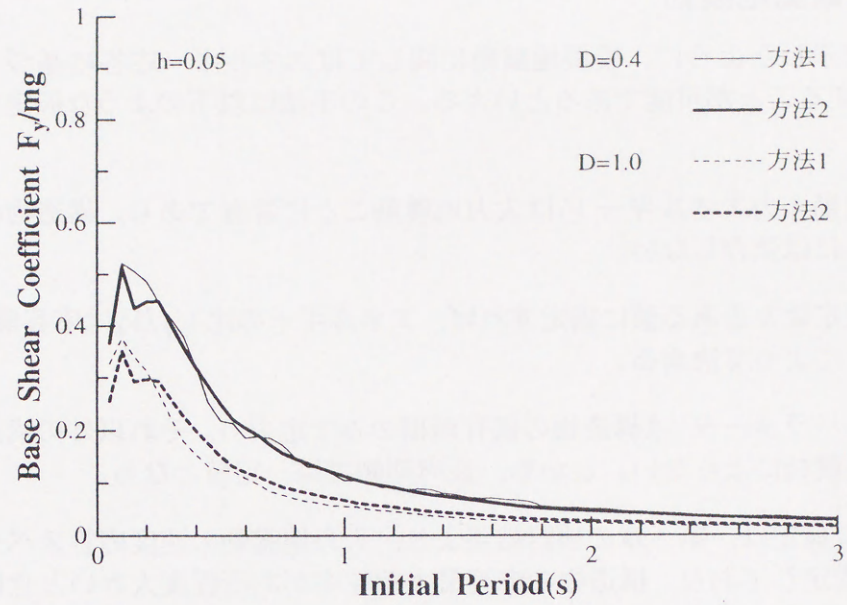
(a) レベル 1 地震動



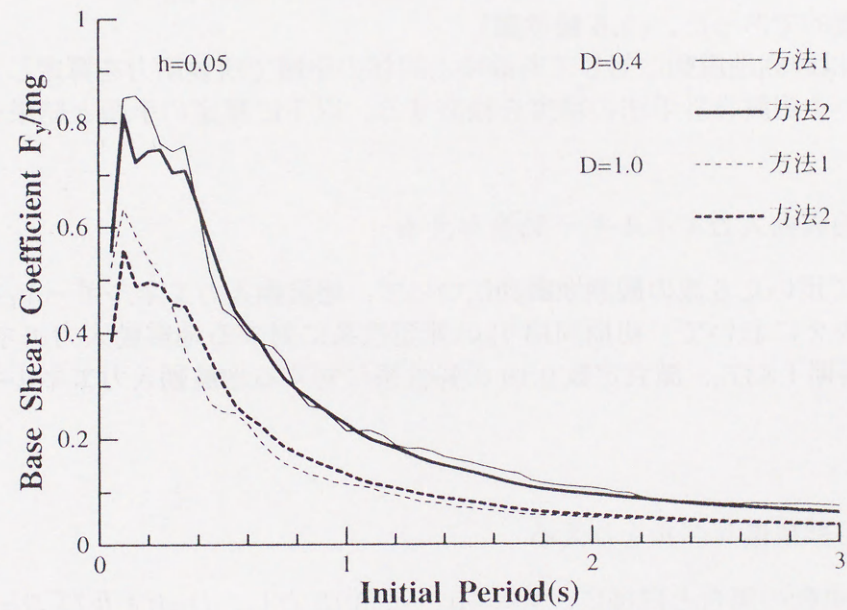
(b) レベル 2 地震動

図 4.5 履歴消費エネルギー





(a) レベル1 地震動



(b) レベル2 地震動

図 4.6 所要耐力



#### 4.2.2 観測地震動

前項で示したように、模擬地震動に関してはエネルギー応答に基づいて所要耐力を算定することが可能であるといえる。この手法は以下のような仮定に基づいている。

- 地震動入力エネルギー  $V_I$  は入力地震動ごとに特有であり、構造物の固有周期以外には依存しない。
- 減衰定数  $h$  をある値に固定すれば、エネルギーの比  $V_H/V_I$  は応答最大塑性率  $\mu$  のみによって決まる。
- 損傷パラメータ  $\gamma$  は構造物の固有周期のみで定まり、それ以外の構造特性、入力地震動によらない。しかも、長周期側では一定値となる。

このような仮定は、第2章の検討結果より、入力地震動の速度応答スペクトルが長周期側で安定しており、構造物の応答最大塑性率がある程度大きいときに成立しやすいことが分かった。また、地震動入力エネルギー  $V_I$  と損傷パラメータ  $\gamma$  は観測地震動においても比較的安定しているが、エネルギーの比  $V_H/V_I$  はそれぞれの地震動ごとに特徴的であった。(2.6節参照)

ここでは観測地震動に対しても前項と同様の手順で所要耐力を算定し、本研究で提案している耐震設計手法の精度を検証する。以下に算定の手順と結果を示す。

##### Step1 地震動入力エネルギー $V_I$ を与える

2.6節で用いた6波の観測地震動について、地震動入力エネルギー  $V_I$  を図4.7に示す。方法2において、初期周期  $T_0$  の弾塑性系に対する地震動入力エネルギー  $V_I$  は、固有周期  $1.83T_0$ 、減衰定数 0.10 の弾性系に対する地震動入力エネルギーで代用している。

##### Step2 目標損傷レベルを与える

模擬地震動の場合と同様に、 $\mu_u=4.0$ 、 $\beta=0.15$  とし、 $D=0.4$  及び  $D=1.0$  を目標損傷レベルとする。

$$\text{観測地震動に対して} \begin{cases} \text{修復可能} (D = 0.4) \\ \text{限界状態} (D = 1.0) \end{cases}$$



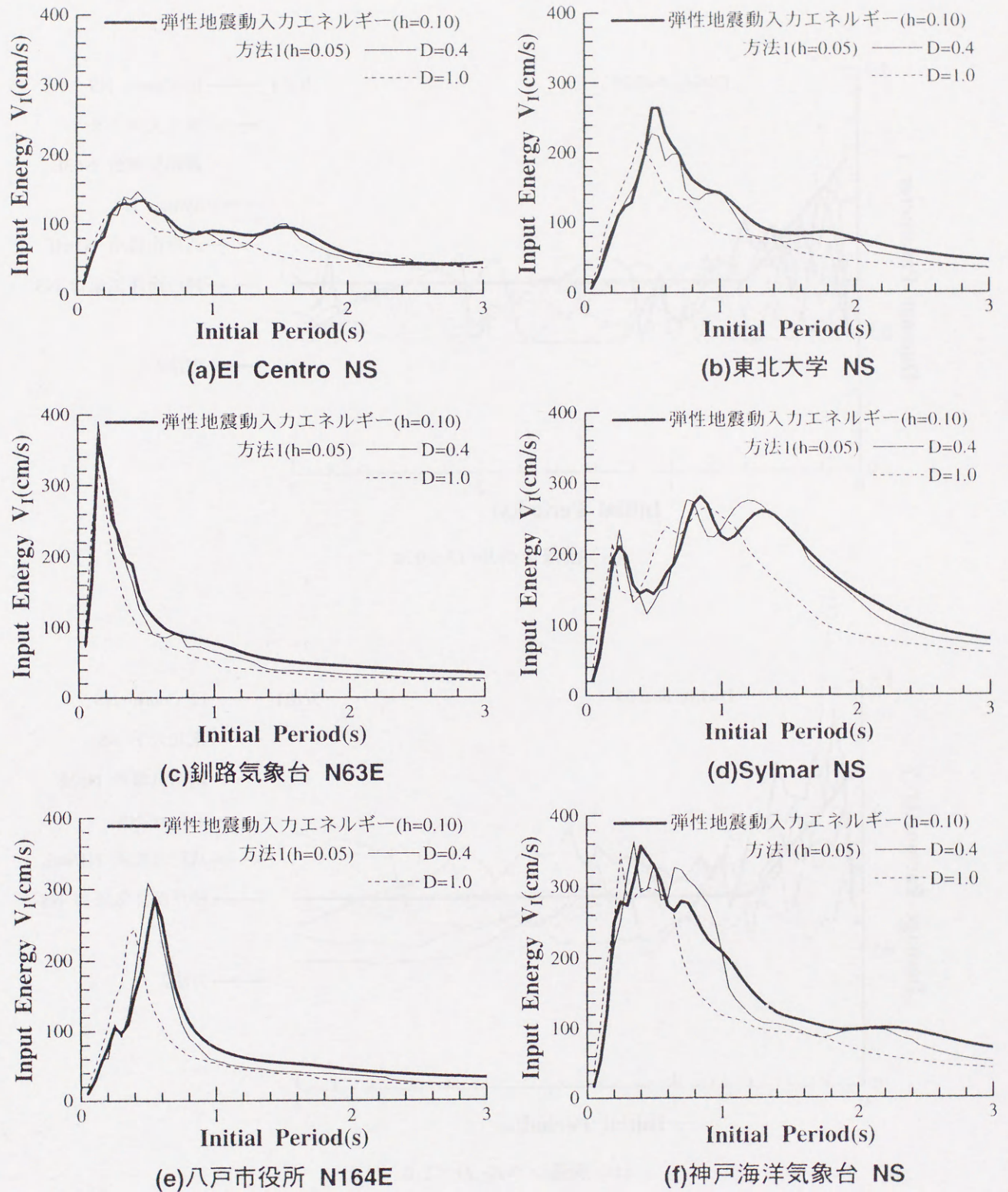
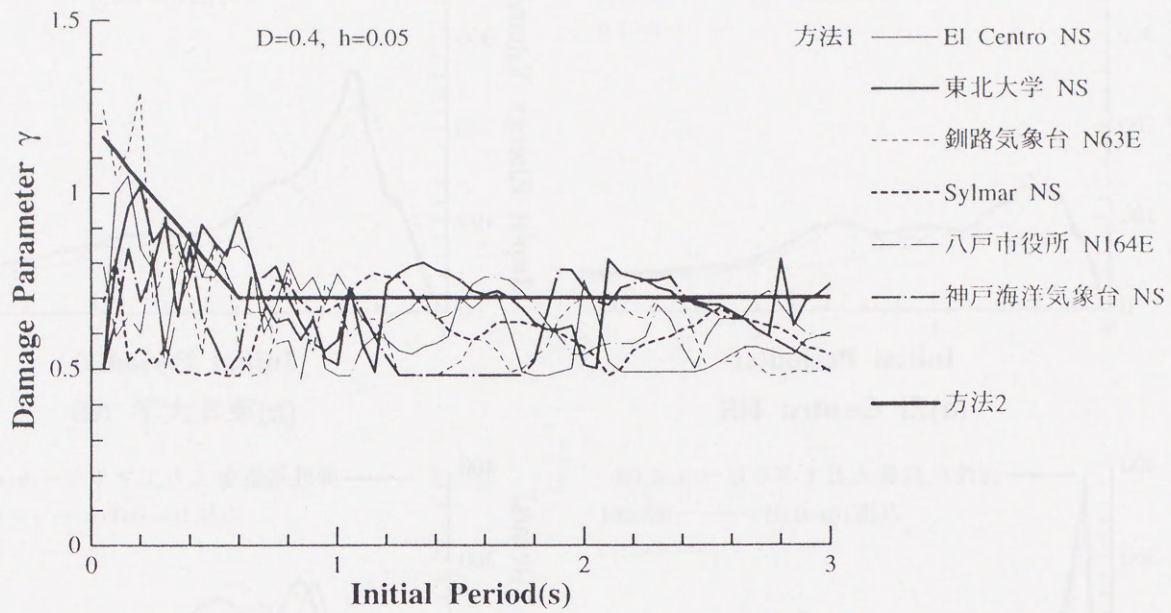
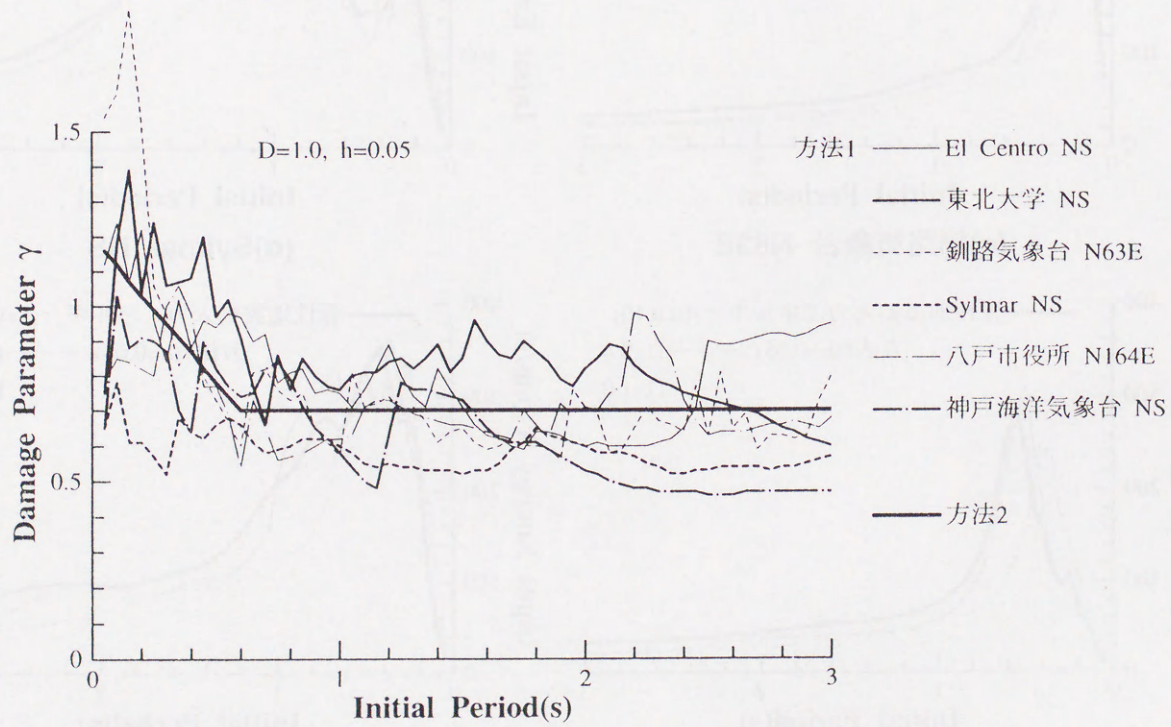


図 4.7 地震動入力エネルギー





(a) 損傷レベル  $D=0.4$



(b) 損傷レベル  $D=1.0$

図 4.8 損傷パラメータ



Step3 目標損傷レベルに対応する応答最大塑性率 $\mu$ を求める

まず、方法2における損傷パラメータ $\gamma$ を模擬地震動の場合と同様に仮定し、方法1、方法2における損傷パラメータ $\gamma$ の値を図4.8に示す。

それぞれの目標損傷レベルにおける応答最大塑性率 $\mu$ を図4.9に示す。このとき方法2では、損傷指標 $D$ の値と仮定した損傷パラメータ $\gamma$ に対応する応答最大塑性率 $\mu$ を(4.2)式によって算定している。

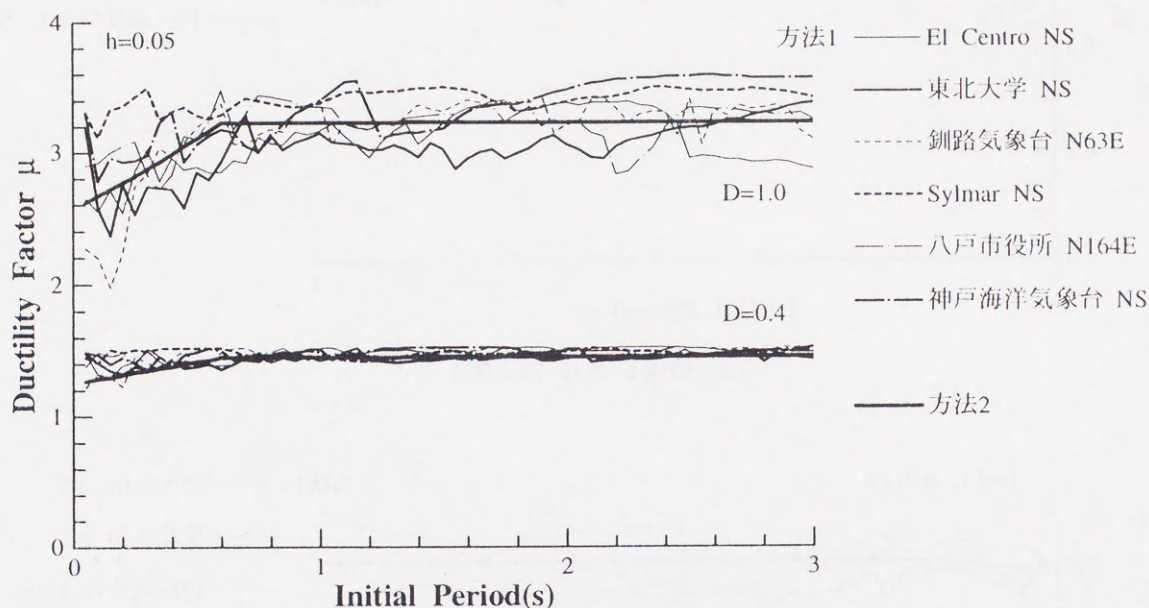


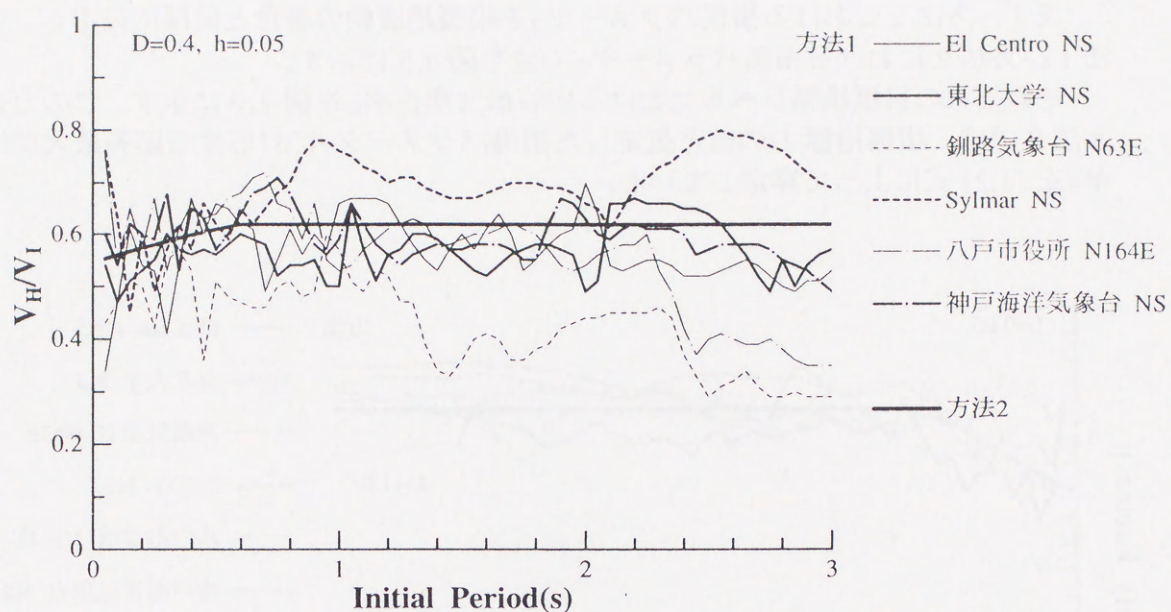
図 4.9 応答最大塑性率

Step4 地震動入力エネルギー  $V_I$  から履歴消費エネルギー  $V_H$  を算定する

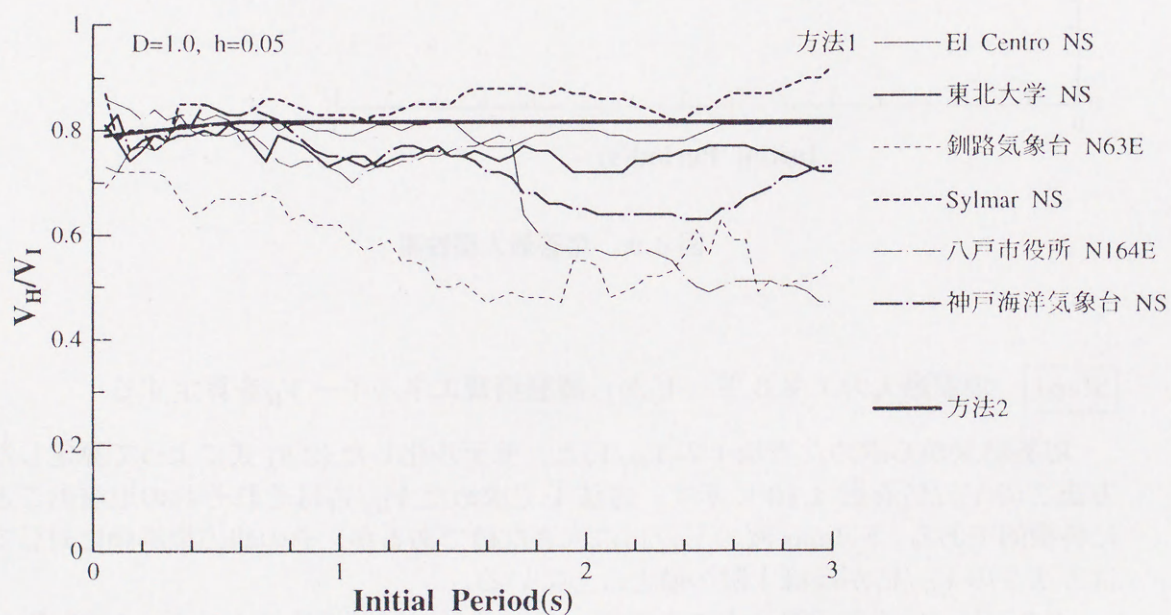
応答結果から求めた方法1の  $V_H/V_I$  と、モデル化した(2.8)式によって算定した方法2の  $V_H/V_I$  を図4.10に示す。方法1で求めた  $V_H/V_I$  はそれぞれの地震動ごとに特徴的である。Sylmar波の  $V_H/V_I$  は大きな値であるが、その他の地震動に対しては方法2の  $V_H/V_I$  がほぼ上限の値となっている。

また、 $V_H/V_I$  を地震動入力エネルギー  $V_I$  に乗じて履歴消費エネルギー  $V_H$  を求め、図4.11に示す。





(a) 損傷レベル  $D=0.4$



(b) 損傷レベル  $D=1.0$

図 4.10 エネルギーの比



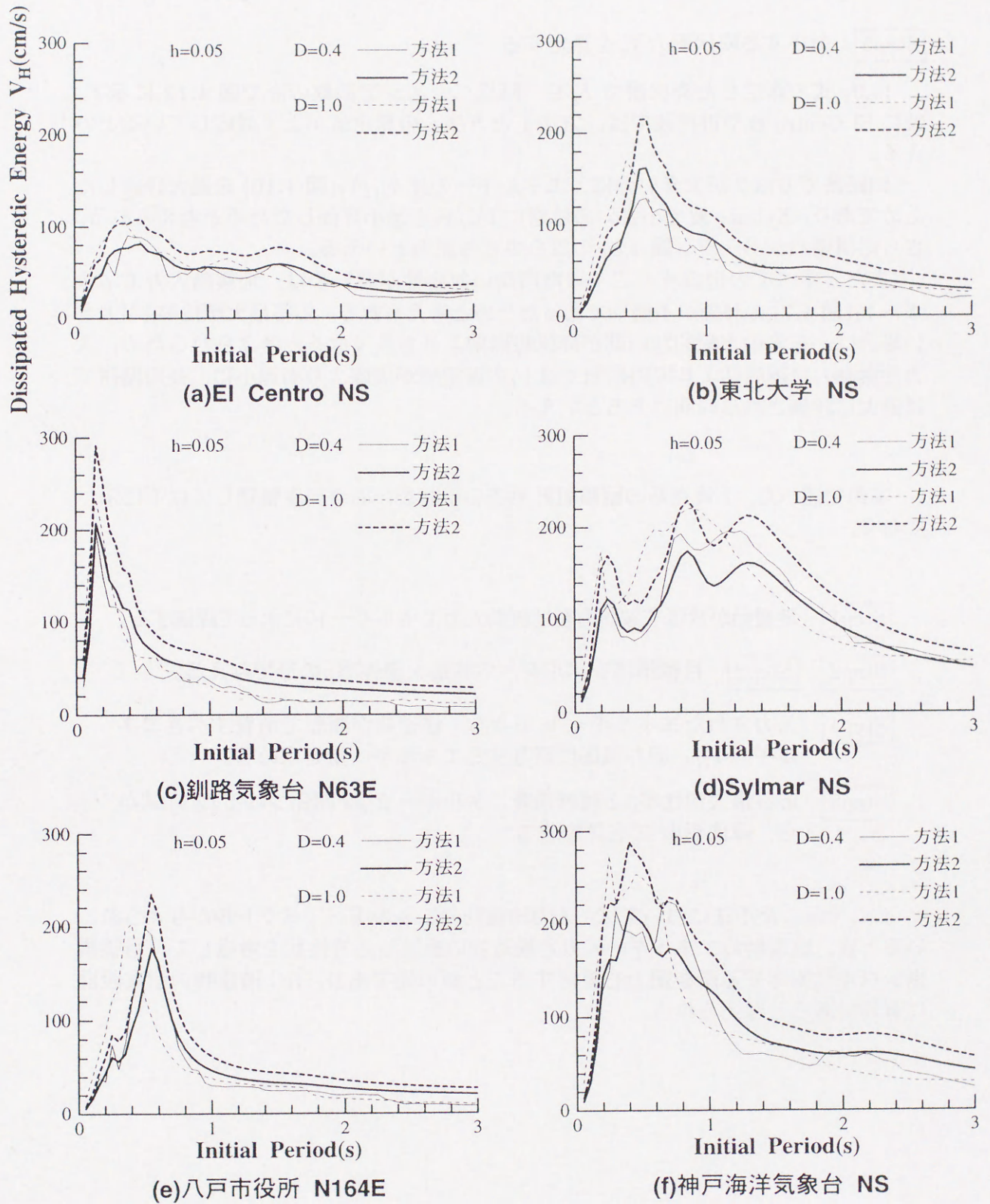


図 4.11 履歴消費エネルギー



Step5 対応する降伏耐力  $F_y$  を算定する

(4.3) 式で算定した降伏耐力  $F_y$  を、降伏ベースシア係数の形で図 4.12 に示す。特に El Centro 波や神戸波では、方法 1 と方法 2 の算定値がよく対応しているといえる。

釧路波で方法 2 が大きいのは、エネルギーの比  $V_H/V_I$  (図 4.10) を過大評価したためであり、Sylmar 波で小さいのは逆に  $V_H/V_I$  を過小評価したためと考えられる。さらに損傷パラメータ  $\gamma$  (図 4.8) のばらつきも原因といえる。

また、すべての地震波でごく短周期側の対応性が悪いのは、地震動入力エネルギー  $V_I$  (図 4.7) の評価が不適切であったためと考えられる。応答最大塑性率  $\mu$  が大きい場合は、応答の支配的な周期が降伏時周期よりも長くなると考えられるため、入力地震動の卓越周期より短周期側では  $V_I$  の仮定値が実際よりも過小に、長周期側では過大に評価される傾向にあるといえる。

本節で述べた、1 質点系の耐震設計手法の手順を、もう一度整理して以下に示しておく。

Step1 地震動が及ぼす破壊力を地震動入力エネルギー  $V_I$  によって評価する。

Step2, Step3 目標損傷レベルを、応答最大塑性率  $\mu$  の形で与える。

Step4 入力されたエネルギー  $V_I$  のうち、構造物が履歴で消費すべきエネルギー  $V_H$ 、即ち損傷に寄与するエネルギー量を求める。

Step5 応答最大塑性率  $\mu$  と履歴消費エネルギー  $E_H$  を関係づける (2.9) 式から、降伏耐力  $F_y$  を算定する

ここで示した手法においては、入力地震動のエネルギースペクトルが与えられているとき、地震動のエネルギー入力と構造物の繰返し応答性状を考慮して、目標損傷レベルに対応する所要耐力を算定することが可能であり、RC 造建物の耐震設計に有効であると考えられる。



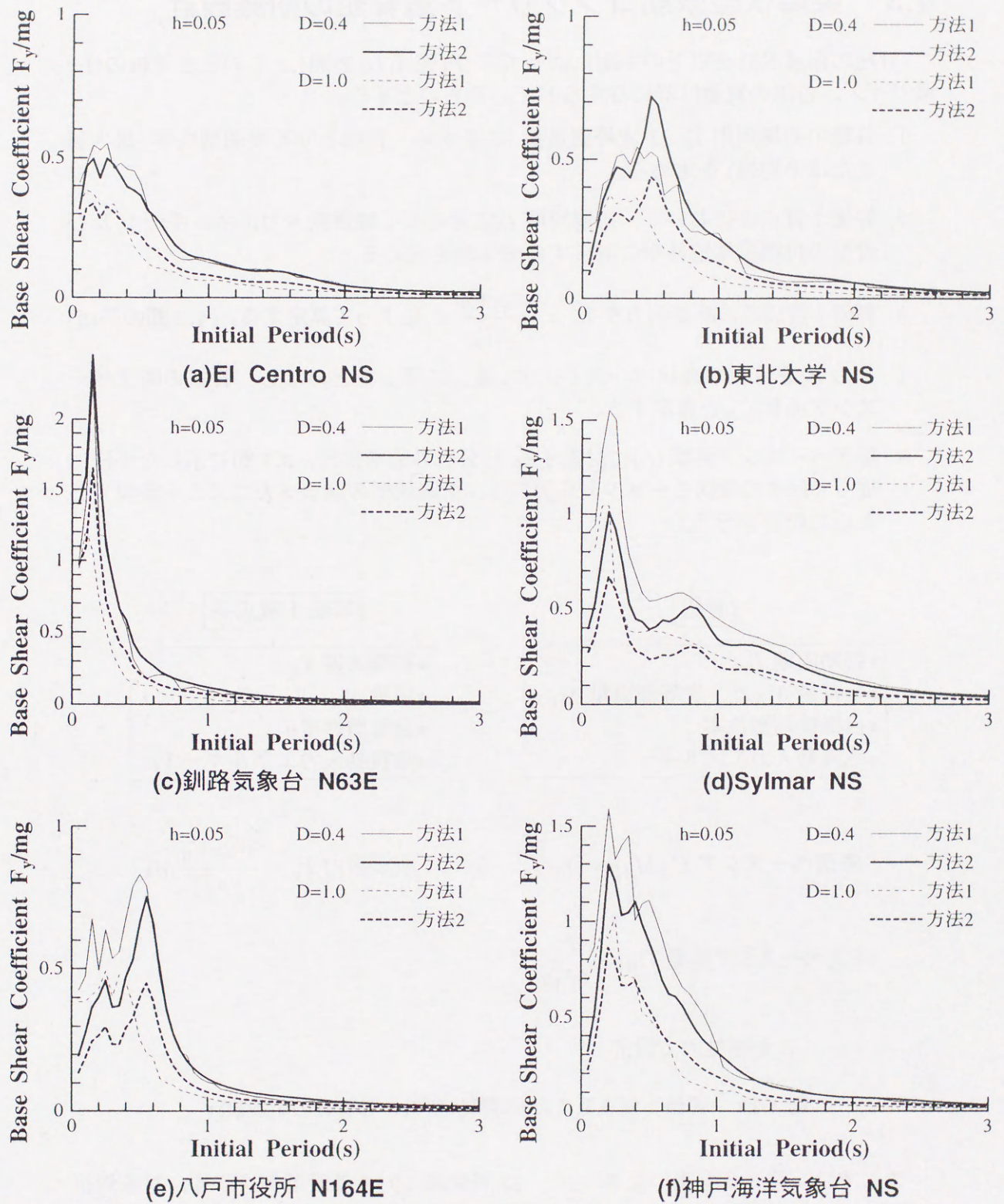


図 4.12 降伏耐力



### 4.3 梁降伏型鉄筋コンクリート造骨組の耐震設計

骨組の耐震設計を以下の手順によって行う(図4.13参照)。このとき骨組の柱・梁サイズ、各階の質量は既に与えられているものとする。

1. 骨組の初期周期  $T_0$ 、1次等価質量  $M_1$  を求め、目標とする梁端塑性率(最大値または平均値)を定める。
2. 等価1質点系において、初期周期  $T_0$  に対応する地震動入力エネルギー  $V_I$  及び骨組の目標梁端塑性率に対応する塑性率を求める。
3. 等価1質点系の所要耐力を  $F_y = \frac{\sqrt{2}\pi V_H}{\gamma\mu T_y} M_1$  によって算定する。(4.2節の手法)
4. この  $F_y$  を骨組の降伏ベースシア  $C_B M_{Ag}$  に等しいとみなし、骨組の降伏ベースシア係数  $C_B$  を算定する。
5. 降伏ベースシア係数  $C_B$  に対応する  $A_i$  分布外力を加え、3.1節に示した手法に従って部材の降伏モーメントを算定し、梁降伏型の崩壊メカニズムを実現するように設計を行う。

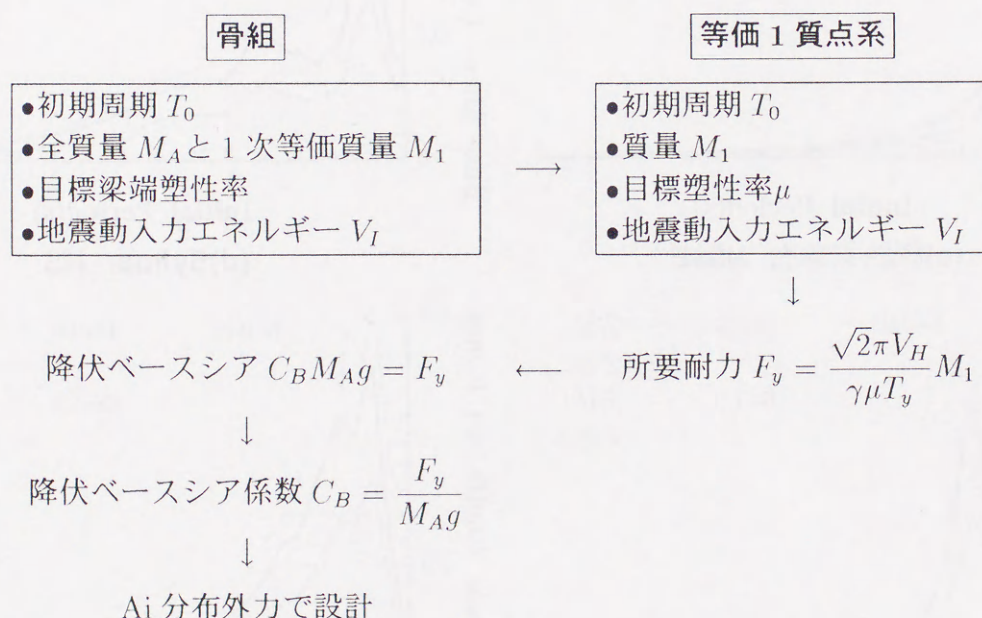


図4.13 等価1質点系による梁降伏型 RC 造骨組の耐震設計

ここでは、第3章で用いた5、10、15層骨組に対する設計例を示す。対象骨組の諸元は表3.1に示した通りであり、骨組の初期周期  $T_0$ 、全質量  $M_A$ 、1次等価質量  $M_1$  を表4.1に示す。



表 4.1 骨組の周期と質量

層数	$T_0(\text{s})$	$M_{Ag}(\text{t})$	$M_{1g}(\text{t})$
5	0.583	216.0	189.7
10	0.717	432.0	365.7
15	0.923	648.0	541.6

目標損傷レベルは、最大梁端塑性率 4.0，即ち平均梁端塑性率 2.6，等価 1 質点系の目標塑性率  $\mu=1.8$  (図 3.36 参照) とする。入力地震動は第 2 章で用いたレベル 2 の模擬地震動と、表 3.2 に示す El Centro NS 50cm/s，神戸海洋気象台 NS 50cm/s とし、4.2 節の方法 2 によって、地震動入力エネルギーから等価 1 質点系の所要耐力を算定する。

#### 4.3.1 模擬地震動に対する設計

設計用地震動入力エネルギーは、 $h=0.10$  での弾性地震動入力エネルギーを、降伏時周期から初期周期に読み替えたものを用いる。レベル 2 地震動 5 波に対してそれぞれ弾性地震動入力エネルギーを求め、5 波の平均値、平均値  $\pm$  標準偏差を図 4.14 に示す。ここでは、平均値、平均値  $\pm$  標準偏差の 2 種の地震動入力エネルギーに対して設計を試みる。

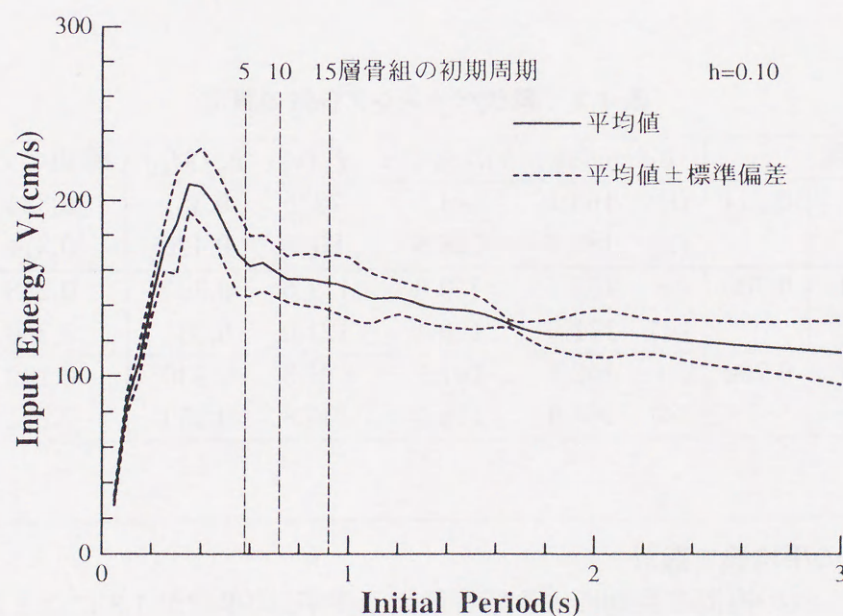


図 4.14 方法 2 で仮定した地震動入力エネルギー

等価 1 質点系の所要耐力を  $F_y = \frac{\sqrt{2}\pi V_H}{\gamma\mu T_y} M_1$  で算定して、降伏ベースシア係数の形で図 4.15 に示し、これから求めた骨組の降伏ベースシア係数を表 4.2 に示す。こ



のとき、損傷パラメータ $\gamma$ は図4.2に示したような2直線で仮定し、 $V_H$ は、(2.8)式に $\mu=1.8$ を代入して $V_H/V_I=0.704$ として算定した。

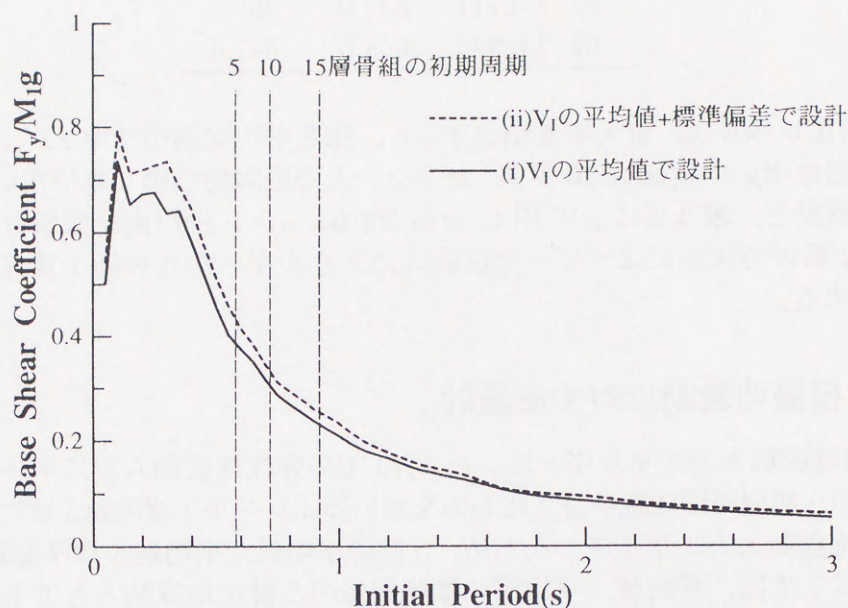


図 4.15 方法 2 で算定した所要耐力

表 4.2 降伏ベースシア係数の算定

層数	$\gamma$		$V_I$ (cm/s)	$V_H$ (cm/s)	$F_y(t)$	$F_y/M_{1g}$	骨組の $C_B$
5	0.714	(i)	163.1	114.8	72.2	0.381	0.334
		(ii)	182.7	128.6	80.9	0.426	0.374
10	0.700	(i)	157.5	110.9	111.5	0.305	0.258
		(ii)	171.0	120.4	121.0	0.331	0.280
15	0.700	(i)	152.7	107.5	124.3	0.230	0.192
		(ii)	168.0	118.3	136.8	0.253	0.211

(i)  $V_I$ の平均値で設計

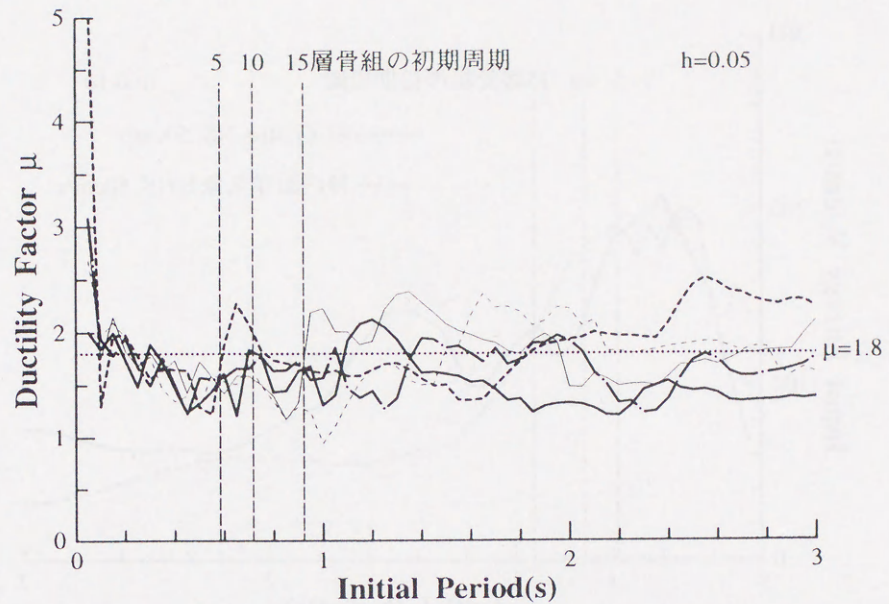
5波の模擬地震動による応答最大塑性率 $\mu$ の平均が1.8になることを期待した設計

(ii)  $V_I$ の平均値+標準偏差で設計

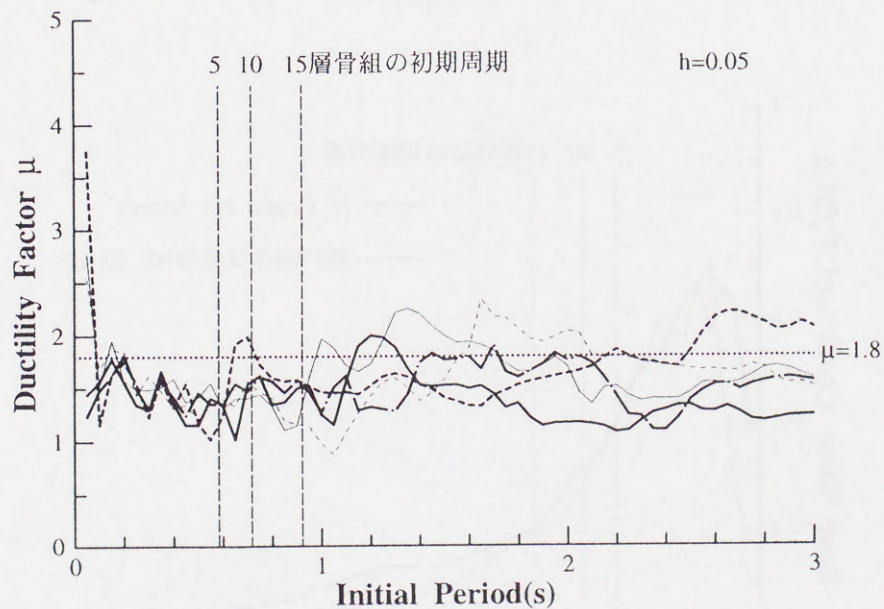
5波の模擬地震動による応答のばらつきを考慮して、応答最大塑性率 $\mu$ の上限が1.8になることを期待した、安全側の設計



図 4.15 に示すような降伏耐力を有する 1 質点系に対して、レベル 2 地震動 5 波による応答計算を行い、応答最大塑性率を図 4.16 に示す。ばらつきはあるものの、ごく短周期を除いて、概ね目標とした応答最大塑性率 $\mu=1.8$ 程度の値となっているようである。



(i)  $V_I$  の平均値で設計



(ii)  $V_I$  の平均値 + 標準偏差で設計

図 4.16 算定した所要耐力による応答最大塑性率



### 4.3.2 観測地震動に対する設計

El Centro NS 50cm/s, 神戸海洋気象台 NS 50cm/s を入力地震動として用い, 等価1質点系の塑性率 1.8 を目標損傷レベルとして前項と同様に耐震設計を行い, 仮定した地震動入力エネルギーを図 4.17, 算定した所要耐力を図 4.18 に示す。

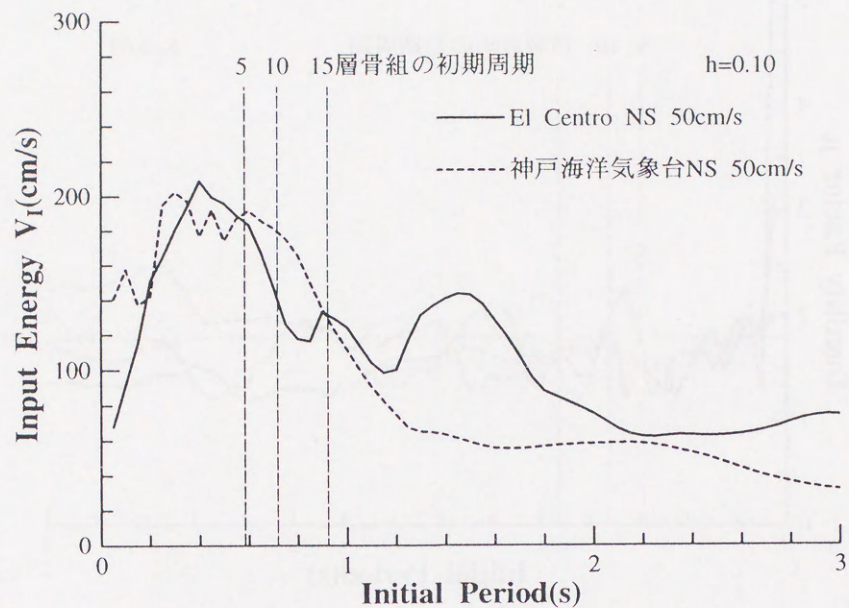


図 4.17 方法 2 で仮定した地震動入力エネルギー

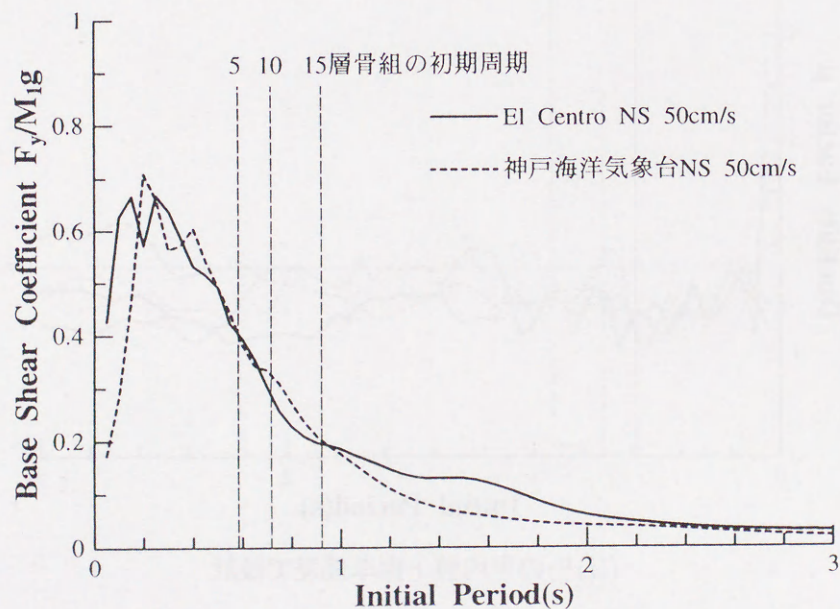


図 4.18 方法 2 で算定した所要耐力



図 4.18 に示した所要耐力によって地震応答解析を行い，得られた応答最大塑性率を図 4.19，損傷パラメータを図 4.20，エネルギーの比を図 4.21 に示す。ごく短周期を除いて，目標とした応答最大塑性率がほぼ実現されているといえるが，El Centro 波では対象骨組の初期周期付近で目標より小さな値となってしまった。

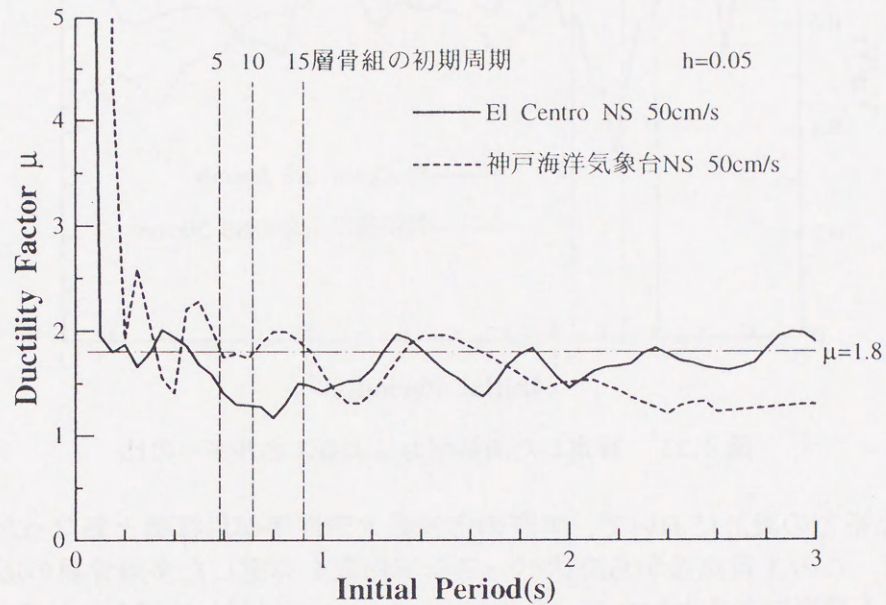


図 4.19 算定した所要耐力による応答最大塑性率

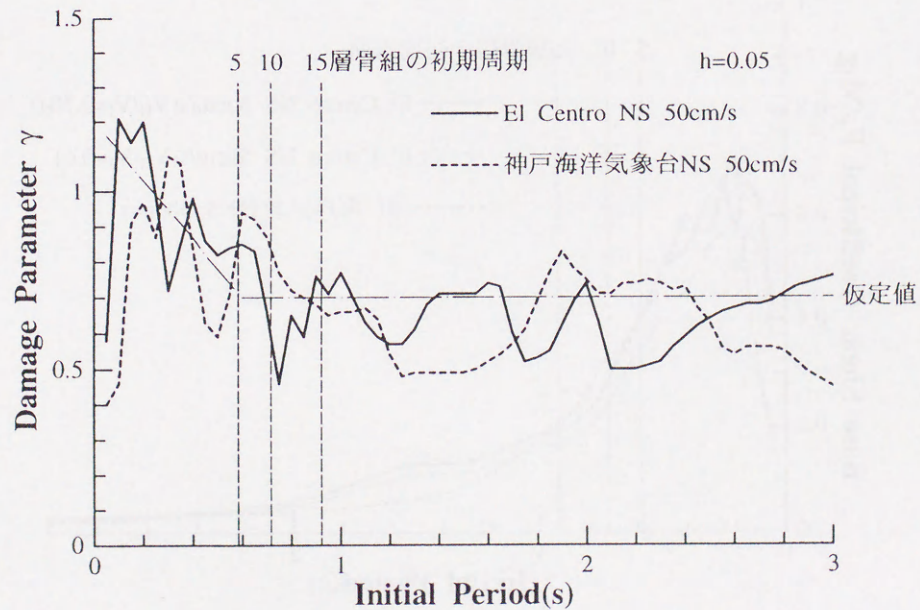


図 4.20 算定した所要耐力による損傷パラメータ



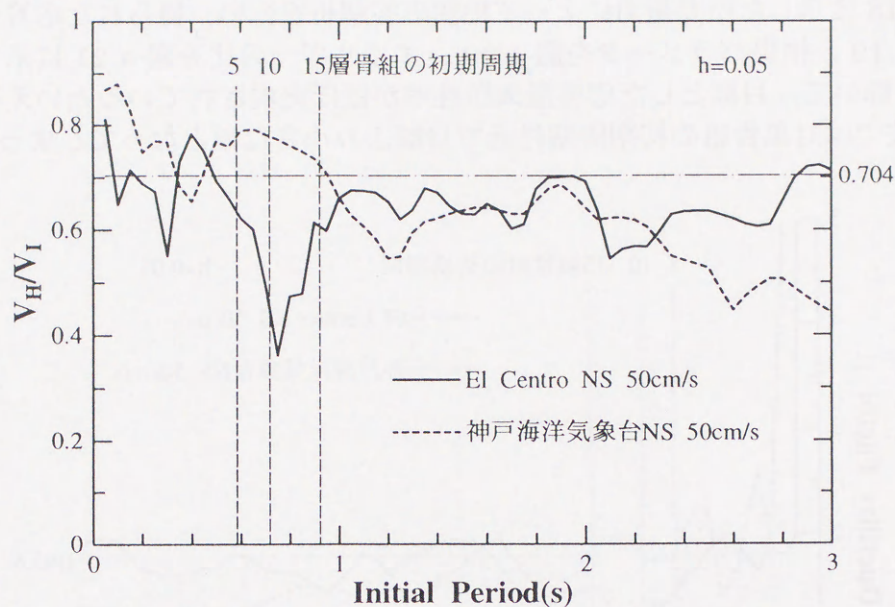


図 4.21 算定した所要耐力によるエネルギーの比

1 質点系での設計において、実際の応答最大塑性率が目標値と異なった値であったならば、この 1 質点系から降伏ベースシア係数を算定した多層骨組の応答を評価するには不相当であるといえる。そこで El Centro 波に対しては  $V_H/V_I$  の値を 0.704 より小さい値と仮定し、 $V_H/V_I=0.6$  として所要耐力の算定をやり直し、その結果を図 4.22 に示す。なお、神戸波に対しては  $V_H/V_I=0.704$  のままである。

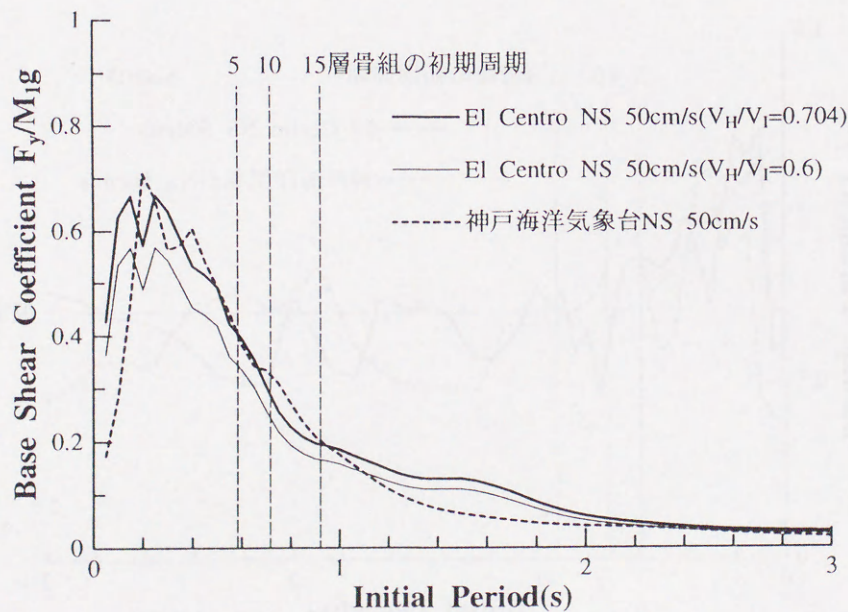


図 4.22 方法 2 で算定した所要耐力



図4.22に示した所要耐力によって地震応答解析を行い，得られた応答最大塑性率を図4.23，損傷パラメータを図4.24，エネルギーの比を図4.25に示す。 $V_H/V_I=0.6$ とすることによって，対象骨組の初期周期付近での応答最大塑性率は1.8に近づいた。

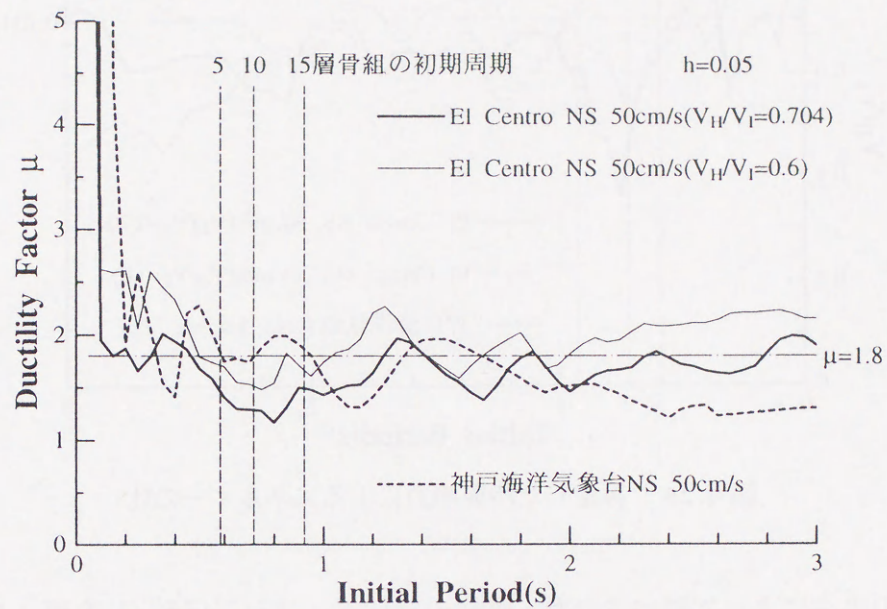


図4.23 算定した所要耐力による応答最大塑性率

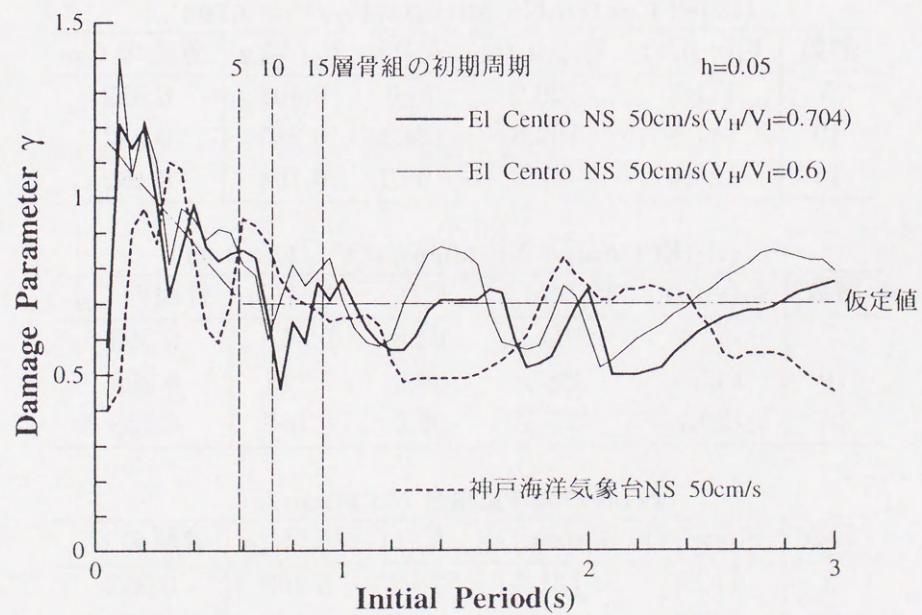


図4.24 算定した所要耐力による損傷パラメータ



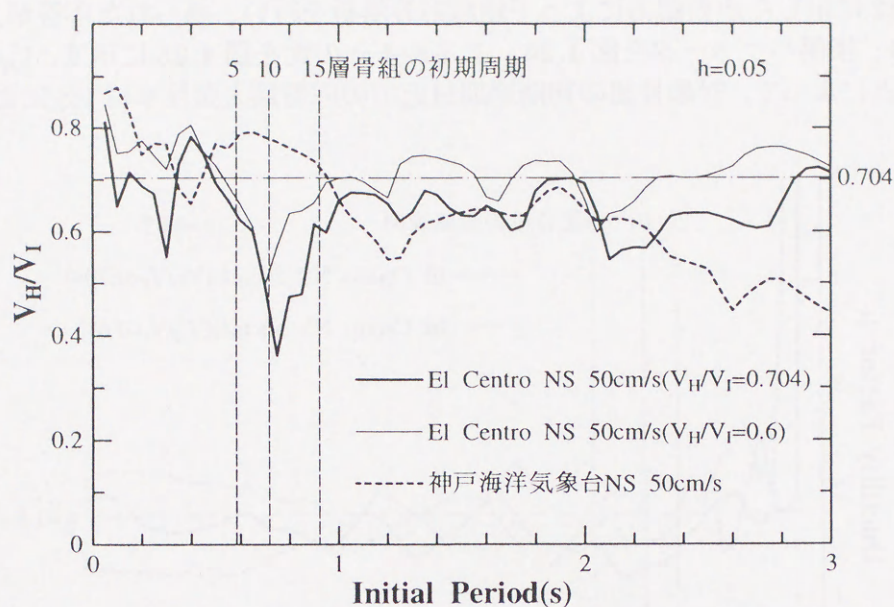


図 4.25 算定した所要耐力によるエネルギーの比

以上の手法によって算定された、骨組の降伏ベースシア係数  $C_B$  を表 4.3 に示す。

表 4.3 降伏ベースシア係数の算定

(iii) El Centro NS 50cm/s ( $V_H/V_I=0.704$ )					
層数	$V_I$ (cm/s)	$V_H$ (cm/s)	$F_y$ (t)	$F_y/M_1g$	骨組の $C_B$
5	171.7	120.9	76.0	0.401	0.352
10	147.5	103.8	104.4	0.285	0.242
15	129.1	90.9	105.1	0.194	0.162

(iii) El Centro NS 50cm/s ( $V_H/V_I=0.6$ )					
層数	$V_I$ (cm/s)	$V_H$ (cm/s)	$F_y$ (t)	$F_y/M_1g$	骨組の $C_B$
5	171.7	103.1	64.8	0.341	0.300
10	147.5	88.5	89.0	0.243	0.206
15	129.1	77.5	89.6	0.165	0.138

(iv) 神戸海洋気象台 NS 50cm/s					
層数	$V_I$ (cm/s)	$V_H$ (cm/s)	$F_y$ (t)	$F_y/M_1g$	骨組の $C_B$
5	172.3	121.3	76.2	0.402	0.353
10	169.7	119.4	120.0	0.328	0.278
15	133.5	93.9	108.6	0.201	0.168



#### 4.4 設計骨組の応答評価

前節では以下の4ケースについて、最大梁端塑性率4.0を目標損傷レベルとしてそれぞれ5, 10, 15層骨組の降伏ベースシア係数の算定を行った。

- (i) 模擬地震動(レベル2)5波の $V_I$ の平均値で設計
- (ii) 模擬地震動(レベル2)5波の $V_I$ の平均値+標準偏差で設計
- (iii) El Centro NS 50cm/s に対して設計 ( $V_H/V_I=0.704$  及び 0.6)
- (iv) 神戸海洋気象台 NS 50cm/s に対して設計

求められた降伏ベースシア係数に従う $A_i$ 分布外力によって部材の降伏モーメントを算定した骨組に対して地震応答解析を行い、目標とした応答塑性率がどの程度実現されているかを検証する。

まず(i)の場合について、5, 10, 15層骨組、それぞれに対して5波の模擬地震動、計15ケースの応答結果より、各階最大梁端塑性率を図4.26に、等価1質点系の応答最大塑性率と、骨組の各階最大梁端塑性率の平均値、最大値を表4.4に示す。また、等価1質点系の応答最大塑性率を縦軸に、骨組の梁端塑性率を横軸にとり、図4.27に示す。

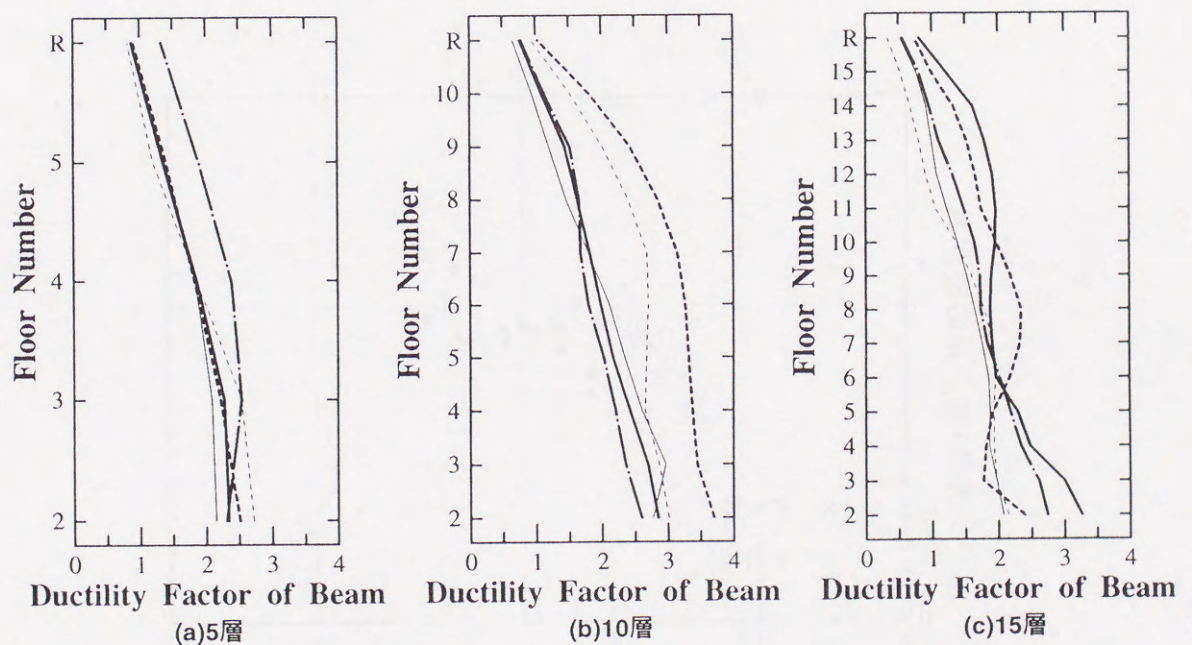


図4.26 模擬地震動による各階最大梁端塑性率 [(i) $V_I$ の平均値で設計]



表 4.4 模擬地震動による応答塑性率  $[(i)V_I$ の平均値で設計]

層数	骨組の $C_B$	入力波	等価1質点系の 応答最大塑性率	骨組の各階最大梁端塑性率の 平均値	最大値
5	0.334	wave1	1.41	1.66	2.15
		wave2	1.56	1.75	2.34
		wave3	1.59	1.83	2.72
		wave4	1.65	1.78	2.51
		wave5	1.67	2.09	2.54
10	0.258	wave1	1.60	1.89	2.97
		wave2	1.93	1.89	2.85
		wave3	1.62	2.35	3.01
		wave4	2.01	2.84	3.07
		wave5	1.67	1.78	2.60
15	0.192	wave1	1.69	1.43	2.07
		wave2	1.72	1.99	3.26
		wave3	1.30	1.39	2.15
		wave4	1.68	1.79	2.39
		wave5	1.67	1.67	2.74

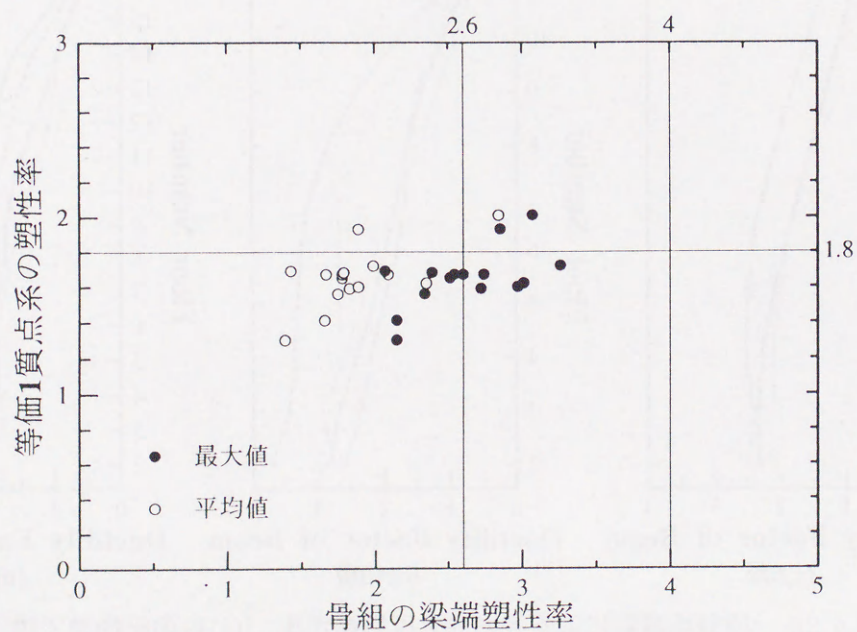


図 4.27 模擬地震動による応答塑性率  $[(i)V_I$ の平均値で設計]



同様に, (ii) の場合の応答結果を図 4.28, 表 4.5, 図 4.29 に示す。

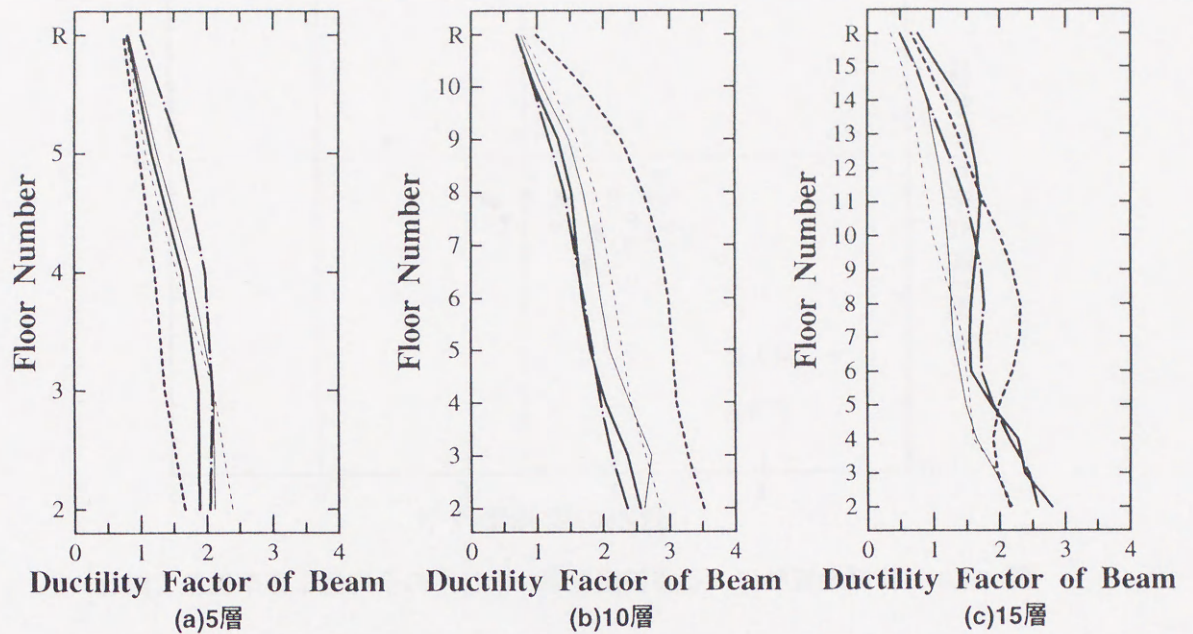


図 4.28 模擬地震動による各階最大梁端塑性率 [(ii) $V_I$ の平均値+標準偏差で設計]

表 4.5 模擬地震動による応答塑性率 [(ii) $V_I$ の平均値+標準偏差で設計]

層数	骨組の $C_B$	入力波	等価 1 質点系の 応答最大塑性率	骨組の各階最大梁端塑性率の	
				平均値	最大値
5	0.374	wave1	1.39	1.61	2.12
		wave2	1.30	1.48	1.89
		wave3	1.40	1.58	2.39
		wave4	1.08	1.20	1.67
		wave5	1.34	1.75	2.09
10	0.280	wave1	1.45	1.87	2.73
		wave2	1.68	1.66	2.56
		wave3	1.57	1.99	2.86
		wave4	1.91	2.64	3.52
		wave5	1.58	1.58	2.36
15	0.211	wave1	1.21	1.27	2.19
		wave2	1.53	1.70	2.80
		wave3	1.15	1.18	2.20
		wave4	1.56	1.76	2.32
		wave5	1.58	1.58	2.58



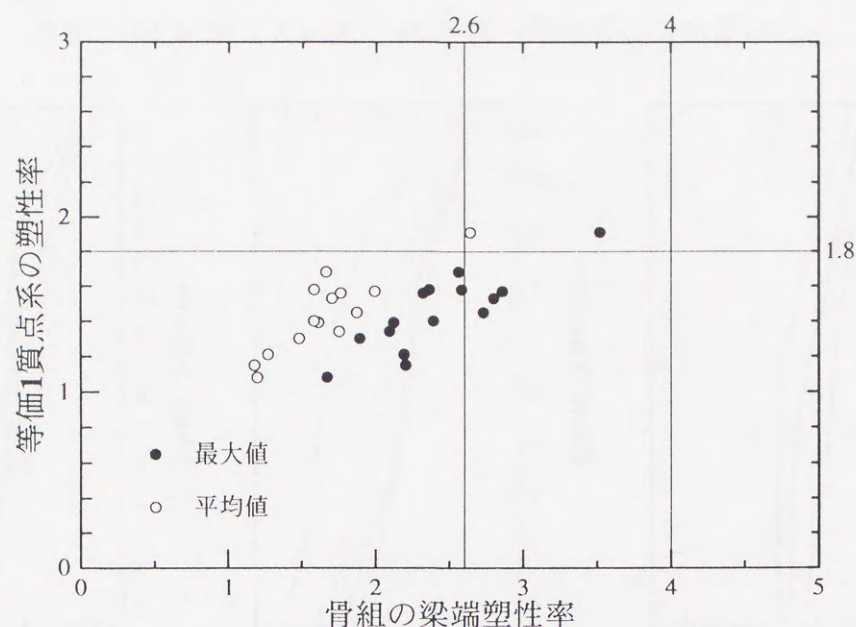


図 4.29 模擬地震動による応答塑性率 [(ii)  $V_I$  の平均値 + 標準偏差で設計]

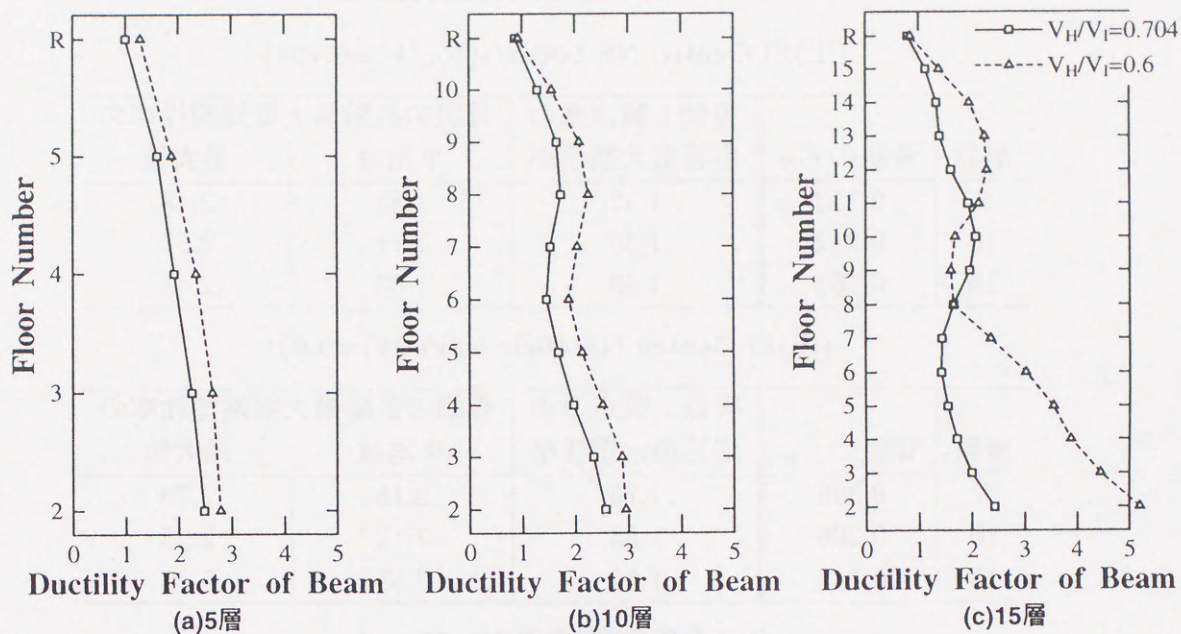
等価 1 質点系の応答最大塑性率については、(i) の図 4.27 では 1.6，(ii) の図 4.29 では 1.4 を平均として、それぞれ  $\pm 0.4$  程度の範囲にばらついている。ここでの設計手法においては  $\mu=1.8$  に対して  $V_H/V_I=0.704$  としているが、これはほぼ上限の値であり、履歴消費エネルギー  $V_H$  を安全側で大きめに算定していることになる。そのため実際の応答最大塑性率は若干小さな値になったものと考えられる。

骨組の梁端塑性率については、等価 1 質点系の応答最大塑性率と同様に、安全側の応答となった。応答のばらつきには、骨組と等価 1 質点系の塑性率の動的な対応性、動的挙動の不確定性、弾性時 1 次固有モードでモデル化することの不適当性などが要因として考えられ、ばらつきの幅を考慮してこの手法の適用性を考えていくことが必要である。

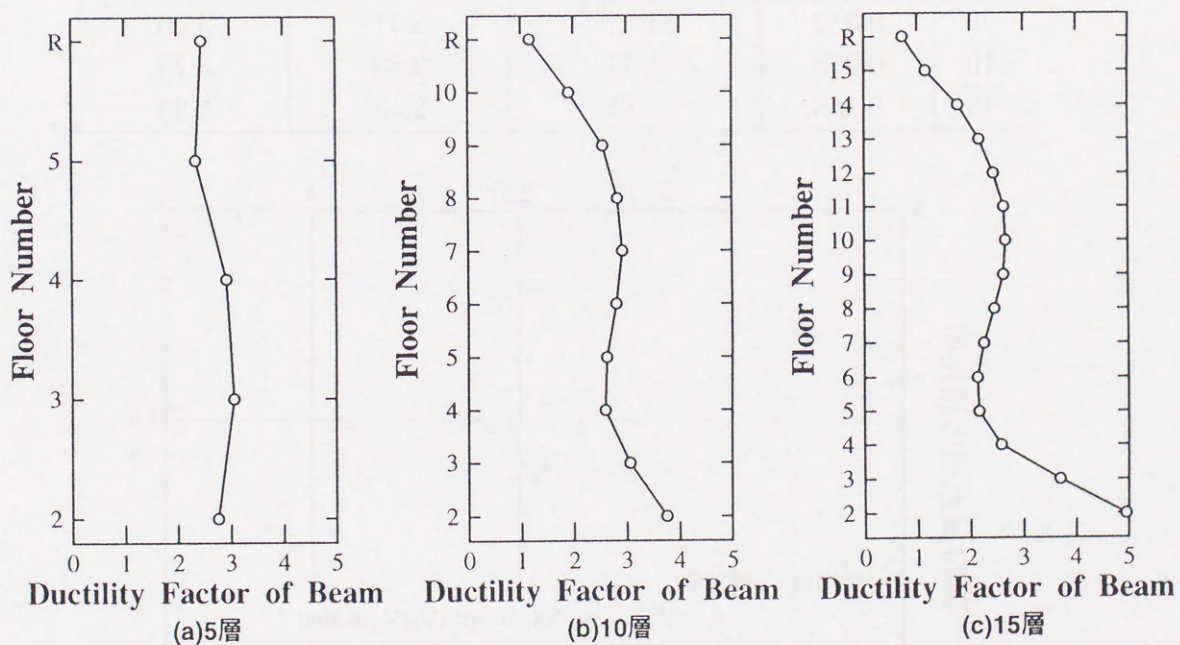
次に、観測地震動に対して設計した (iii)，(iv) のケースについて、各階最大梁端塑性率を図 4.30 に、等価 1 質点系の応答最大塑性率と、骨組の各階最大梁端塑性率の平均値、最大値を表 4.6，図 4.31 に示す。

El Centro 波に対しては目標よりも小さい値となったが、 $V_H/V_I=0.6$  と修正したケースでは目標に近づいてきている。神戸波に対しては等価 1 質点系の応答最大塑性率がほぼ 1.8 であり、骨組の梁端塑性率も、想定した平均値 2.6 にほぼ一致する値となっている。しかしながら両波ともに梁端塑性率の最大値にはばらつきがあり、特に 15 層骨組では下層の塑性化が進行しているようである。





(iii) El Centro NS 50cm/s



(iv) 神戸海洋気象台 NS 50cm/s

図 4.30 観測地震動による各階最大梁端塑性率



表 4.6 観測地震動による応答塑性率

(iii) El Centro NS 50cm/s ( $V_H/V_I=0.704$ )

層数	骨組の $C_B$	等価1質点系の 応答最大塑性率	骨組の各階最大梁端塑性率の 平均値	最大値
5	0.352	1.47	1.85	2.48
10	0.242	1.30	1.71	2.57
15	0.162	1.53	1.63	2.43

(iii) El Centro NS 50cm/s ( $V_H/V_I=0.6$ )

層数	骨組の $C_B$	等価1質点系の 応答最大塑性率	骨組の各階最大梁端塑性率の 平均値	最大値
5	0.300	1.75	2.18	2.79
10	0.206	1.53	2.12	2.95
15	0.138	1.62	2.55	5.20

(iv) 神戸海洋気象台 NS 50cm/s

層数	骨組の $C_B$	等価1質点系の 応答最大塑性率	骨組の各階最大梁端塑性率の 平均値	最大値
5	0.353	1.87	2.71	3.06
10	0.278	1.77	2.63	3.76
15	0.168	1.87	2.43	4.95

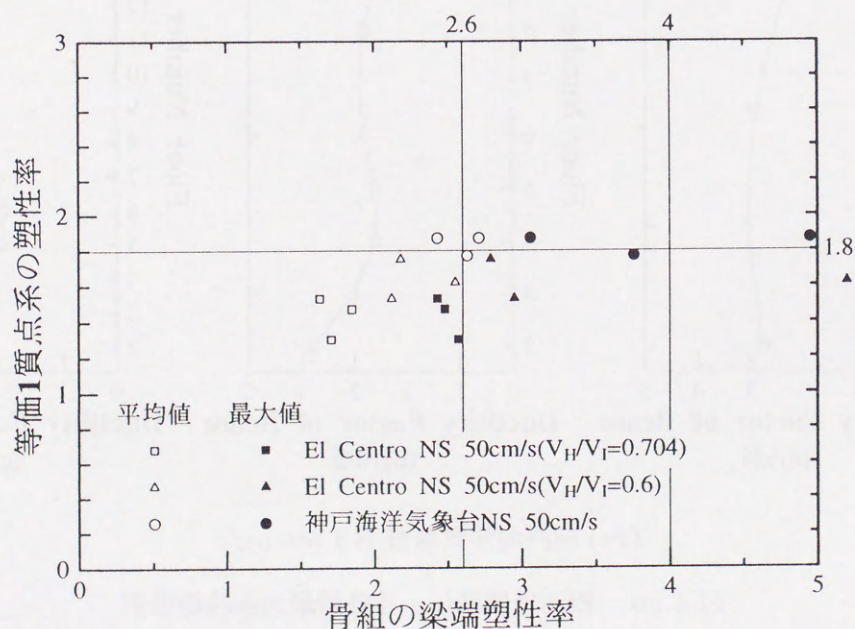


図 4.31 観測地震動による応答塑性率



## 4.5 まとめ

第2章、第3章で得られた結果に基づき、目標とする損傷レベルに対応するような1質点系の所要耐力の算定手法、多層骨組の耐震設計手法を示した。また試設計建物の応答評価を行った。ここで示した耐震設計手法においては、地震動入力エネルギーの安定性、損傷パラメータ $\gamma$ の安定性、 $V_H/V_I$ の値、等価1質点系の塑性率と骨組の梁端塑性率の対応性などが主な仮定である。

地震動入力エネルギーと損傷パラメータについては比較的安定性が高いといえる。 $V_H/V_I$ の値については、本研究においてはほぼその上限の値を設計用として適用しており、観測地震動の中にはかなり小さな値を示すものもみられる。 $V_H/V_I$ の値やスペクトルの形状はそれぞれの地震動ごとに特徴的であり、地震動が及ぼす破壊力特性を評価する指標としての利用が期待できると考えられる。

等価1質点系の塑性率と多層骨組の梁端塑性率の対応性については、本論文においては梁降伏型RC造骨組、Ai分布外力で設計、弾性時1次固有モードを仮定、など限定した条件での性状を示したものであり、今後も検討が必要である。



## 第5章 結論

本研究ではRC造建物の地震時挙動をエネルギー応答性状から捉え、その特性に関する検討を行った。これによって、地震動が構造物に与える破壊力の特性、地震動を受けた構造物のエネルギー消費性状と繰返し応答性状の評価に有効ないくつかの知見が得られた。本章では各章の内容を要約し、本論文の総括と今後の検討課題、研究方向について述べる。

第1章では本研究の目的及び背景について述べ、エネルギー応答と地震強度指標に関する既往の研究を示した。構造物の地震時エネルギー応答に関する研究は以前から、主に鋼構造建物を対象として行われており、エネルギー入力とエネルギー消費が耐震設計におけるひとつの重要な因子であることは一般に認められているといえる。RC造建物についてもエネルギー消費と損傷が深く関わっていることが指摘されており、地震動のエネルギー入力と構造物の応答・損傷に関する研究が今後ますます盛んになっていくものと考えられる。

第2章では1質点系の地震時エネルギー応答性状を検討した。前半では長周期側で速度応答スペクトル一定となるような模擬地震動を用い、エネルギー応答の一般的な性状の把握を目的とした。地震動入力エネルギーは地震動ごとに固有であり、固有周期以外の構造特性に対する依存性の小さいことが確認された。本研究ではRC造建物を対象としたTakedaモデル型の復元力特性を有する1質点系を用いたが、この場合は降伏時周期による挙動が支配的であり、弾塑性地震動入力エネルギーは、初期周期から降伏時周期に読み替えることによって弾性地震動入力エネルギーと対応することが分かった。

入力された地震動のエネルギーを、構造物は粘性減衰及び履歴によって消費するわけであるが、その割合は主として減衰定数と応答最大塑性率に依存するものである。本研究においては減衰定数を0.05とした場合のみの検討を行ったが、減衰消費エネルギーと履歴消費エネルギーの比を略算式によってある程度推定できた。

本研究では、構造物の最大応答を評価する指標として応答最大塑性率 $\mu$ 、繰返し応答を履歴消費エネルギーに基づいて評価する指標としてエネルギー塑性率 $\mu_e$ を用いた。応答最大塑性率 $\mu$ とエネルギー塑性率 $\mu_e$ の値、相関性が構造物の応答パターンに大きな影響を与え、それゆえに両者を考慮することによって応答評価をよりの確に行うことができると考えられる。応答最大塑性率 $\mu$ とエネルギー塑性率 $\mu_e$ を関係づける指標として損傷パラメータ $\gamma$ が提案されており、本研究においても損傷パラメータ $\gamma$ の安定性を示した。この損傷パラメータ $\gamma$ によって構造物の最大応答と繰返し応答が結びつけられ、両者を考慮した耐震設計手法への利用が期待できる。

後半では観測地震動に対して同様の応答解析を行い、地震動ごとの共通点、相違



点の検討を行った。地震動入力エネルギーの地震動ごとの安定性、損傷パラメータ $\gamma$ の安定性に関しては共通しているといえるが、履歴消費エネルギーと地震動入力エネルギーの比についてはそれぞれの地震動ごとに特徴的であった。これは地震動の繰返し効果、構造物の繰返し応答、塑性変形の量などに関連があり、地震動が及ぼす破壊力特性の評価に利用できると考えられる。

第3章では梁降伏型 RC 造骨組の応答性状を検討し、1 質点系と多層骨組の応答の対応関係を考えた。検討対象建物は 5, 10, 15 層純フレーム RC 造建物の中柱モデルであり、ある降伏ベースシア係数を与え、それに対応する  $A_i$  分布外力での静的線形解析によって得られた部材端モーメントを降伏モーメントとして耐震設計を行った。このとき、降伏モーメントが小さすぎる場合でも最小配筋量の規定は適用しないこととした。この骨組の応答は、弾性時 1 次固有モードを仮定して 1 自由度系に縮約し、骨組と縮約 1 自由度系の対応関係について考察を行った。

$A_i$  分布外力による静的載荷解析結果より、縮約 1 自由度系の復元力は骨組のベースシア、縮約 1 自由度系の応答変位は骨組の 1 次等価高さでの応答変位にそれぞれ対応していることが分かった。また、縮約 1 自由度系の塑性率と骨組の梁端塑性率には、建物高さ、降伏ベースシア係数によらない相関関係がみられた。地震応答時においても、復元力と応答変位は縮約 1 自由度系と多層骨組で対応している。塑性率は、応答が小さい範囲においては静的載荷時と同様の対応がみられるものの、塑性率が大きい範囲では対応性が悪くなり、塑性応答や高次モードの影響があるものと思われる。

多層骨組のエネルギー応答性状についての検討も行ったが、地震動によって入力されたエネルギーのうち履歴で消費されるエネルギーの比率は、1 質点系の場合と同様に  $V_H/V_I \simeq 0.8$  という結果が得られた (1 次減衰定数 0.05 の瞬間剛性比例型減衰の場合)。また、多層骨組に対する地震動の総エネルギー入力は、初期周期が等しく、質量が骨組の 1 次等価質量に等しい等価 1 質点系によって概ね推定することができた。

第4章では、第2章の結果に基づき、地震動のエネルギー入力と構造物の繰返し応答を考慮した RC 造建物の耐震設計手法を示した。ここでは地震動の破壊力を総エネルギー入力スペクトルによって評価し、応答最大塑性率 $\mu$ 、または応答最大塑性率 $\mu$ とエネルギー塑性率 $\mu_e$ の両者を考慮した損傷指標  $D$ によって目標損傷レベルを与え、これに対応するような所要耐力をエネルギー応答に基づいて算定を行った。この手法によって求められた所要耐力は、繰返し応答計算によって求めた所要耐力に概ねよく対応しているといえる。

また、第3章で示した縮約 1 自由度系と多層骨組の対応関係 (それぞれの復元力とベースシア、塑性率と梁端塑性率) に基づき、梁降伏型 RC 造骨組の降伏ベースシア係数を等価 1 質点系の所要耐力から求める手法を示し、試設計骨組の応答評価を行った。想定した損傷レベルに対応するような耐震設計が精度よくできたとはい



いがたいが、ひとつの手法の提案として、ある程度の成果は得られたものと考えている。

以上が本論文の要旨であり、構造物の地震時エネルギー応答性状と、損傷を考慮したRC造建物の耐震設計に関して基本的な考え方を示すことができたと考えているが、工学的な利用に際しては更に検討を進めていく必要がある。以下に今後の検討課題を示す。

### (1) 地震動の破壊力特性

本論文においては模擬地震動によってエネルギー応答の一般的な性状を示し、観測地震動ではどのような共通点、相違点があるかを検討するにとどまった。地震時エネルギー応答性状は、地震動が構造物に及ぼす破壊力特性の評価に利用できると考えられ、積極的に活用していく必要がある。

### (2) 瞬間的なエネルギー入力

例えば1995年兵庫県南部地震においては、最初の大きな揺れによって損傷を受け崩壊に至ったと考えられる建物も多く、地震動の繰返し効果と瞬間的な破壊力の両面からの検討が必要といえる。地震動によっては、地震動のエネルギーが入力されていく過程において、最終的な総エネルギー入力の値よりも大きくなる場合があり、地震時の急激なエネルギー入力による破壊力についての検討が必要である。

### (3) RC造の損傷を表す指標

RC造の損傷は応答変形の最大値だけでなく、繰返しによる累積損傷の影響が大きい構造である。また、変形が大きくても比較的エネルギー吸収能力を維持できる鋼構造とは異なり、RC造のエネルギー吸収能力や耐力は大変形によって急激に低下してしまう。RC造の損傷を定量的に表すことは非常に難しいものであるといえるが、損傷評価に関する研究は重要な課題である。

### (4) 動の実験による検証

本研究は解析的研究であり、地震応答解析によって建物の挙動を検討する範囲にとどまっているが、振動台などによる動の実験によって検証を行っていく必要がある。



## 参考文献

- [1] Housner, G.W. : Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, Proc. of the World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.5, 1956.6
- [2] 加藤勉, 秋山宏 : 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文報告集, 第 235 号, pp.9-18, 昭和 50 年 9 月
- [3] 秋山宏 : 建築物の耐震極限設計 第 2 版, 東京大学出版会, 1987.9
- [4] 鈴木晃文, 佐藤博康, 久保哲夫 : 建物に入力する地震エネルギーと弾塑性応答に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, pp.637-638, 1994.9
- [5] 鈴木晃文, 久保哲夫 : 建物に入力する地震エネルギーと弾塑性応答に関する考察 (その 2 : 系の周期を変動因子とする検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2, pp.519-520, 1995.8
- [6] Zahra, T.F., Hall, W.J. : Earthquake Energy Absorption in SDOF Structures, Journal of Structural Engineering, Vol.110, No.8, pp.1757-1772, 1984.8
- [7] 鈴木哲夫, 武田寿一 : エネルギー考察にもとづく建物の耐力と強震時の最大塑性変形量との関係, 大林組技術研究所報, No.24, pp.1-6, 1982
- [8] 鈴木哲夫, 武田寿一 : エネルギー考察にもとづく建物の耐力と強震時の最大塑性変形量との関係 (その 2), 大林組技術研究所報, No.26, pp.38-44, 1983
- [9] 高橋誠, 秋山宏 : 地震エネルギー入力の時刻歴について, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, pp.419-420, 1991.9
- [10] 高橋誠, 秋山宏 : 地震エネルギー入力の時刻歴について (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, pp.115-116, 1993.9
- [11] 高橋誠, 秋山宏 : 1995 年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録に基づくエネルギー入力について, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2, pp.213-214, 1995.8
- [12] 翠川三郎, 作川孝一 : 地震エネルギー入力の時刻歴特性に関する基礎的考察, 日本建築学会構造系論文報告集 第 453 号, pp.57-63, 1993.11
- [13] 曾田五月也, 伊藤保 : 地震エネルギー入力の非定常性を考慮した建築物の最大応答予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, pp.635-636, 1994.9
- [14] 大石昌, 曾田五月也 : 最近の 2 つの地震動に対する建築物の応答のエネルギー入力に基づく比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2, pp.509-510, 1995.8



- [15] 矢花修一, 和泉正哲: 地震時のエネルギー応答に着目した非線形応答推定法, 第9回日本地震工学シンポジウム 論文集第2分冊, pp.1633-1638, 1994年12月
- [16] 矢花修一: 地震時のエネルギー授受に着目した構造物の非線形応答値推定法, 電力中央研究所報告, U94048, 平成7年3月
- [17] 狩野貴子, 野村設郎, 衣笠秀行: RC 構造物のエネルギーに基づく設計法開発のための基礎的研究 その1 エネルギー入力速度  $V_D$  を考慮した性能評価型設計法, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, pp.753-754, 1995.8
- [18] 衣笠秀行, 野村設郎, 狩野貴子: RC 構造物のエネルギーに基づく設計法開発のための基礎的研究 その2 設計限界変形  $\delta_D$  を保証する必要耐力  $P_y$ , 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, pp.755-756, 1995.8
- [19] 狩野貴子, 野村設郎, 衣笠秀行: RC 構造物のエネルギーに基づく設計法開発のための基礎的研究 その3 地震エネルギーの入力の激しさに着目した模擬地震動の作成, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, pp.787-788, 1996.9
- [20] 衣笠秀行, 野村設郎: RC 構造物のエネルギーに基づく設計法開発のための基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第486号, pp.85-94, 1996.8
- [21] 中村友紀子, 壁谷澤寿海: RC 構造の地震時最大塑性応答変形のエネルギー入力速度による推定, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.251-256, 1996.7
- [22] 中村友紀子, 壁谷澤寿海: 直下型地震による最大塑性応答変位に関する研究, 第1回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集, pp.111-114, 1996.11
- [23] Fajfar, P.: Equivalent Ductility Factors, Taking into Account Low-Cycle Fatigue, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.21, No.10, pp.837-848, 1992.10
- [24] Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M.: Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement, Vol.23, No.5, pp.507-521, 1994.5
- [25] Fajfar, P., Vidic, T.: Consistent Inelastic Design Spectra: Hysteretic and Input Energy, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.23, No.5, pp.523-537, 1994.5
- [26] Park, Y.J., Ang, A.H.S.: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.4, pp.722-739, 1985.4



- [27] Park, Y.J., Ang, A.H.S., Wen, Y.K. : Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.4, pp.740-757, 1985.4
- [28] Bertero, R.D., Bertero, V.V. : Tall Reinforced Concrete Buildings: Conceptual Earthquake-Resistant Design Methodology, Report No. UCB/EERC-92/16, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California at Berkeley, 1992.12
- [29] 平尾潔, 笹田修司, 成行義文, 沢田勉, 川端茂樹: 所要降伏強度比スペクトルとこれを用いた強震時終局安全性の一照査方法について, 土木学会論文集 No.525/I-33, pp.213-225, 1995.10
- [30] 笹田修司, 平尾潔, 成行義文, 沢田勉, 三上卓: 強震下における構造物の損傷評価に関する一研究, 構造工学論文集 Vol.42A, pp.661-668, 1996.3
- [31] Sucuoğlu, H., Nurtuğ, A. : Earthquake Ground Motion Characteristics and Seismic Energy Dissipation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.24, No.9, pp.1195-1213, 1995.9
- [32] Nurtuğ, A., Sucuoğlu, H. : Prediction of Seismic Energy Dissipation in SDOF System, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.24, No.9, pp.1215-1223, 1995.9
- [33] 長橋純男, 小林啓美: 構造物の破壊作用を対象とした地震動の強さの評価, 日本建築学会論文報告集 第160号, pp.25-34, 昭和44年6月
- [34] 長橋純男, 小林啓美: 地震動の強さを評価する簡便な尺度としての地震動最大振幅, 日本建築学会論文報告集 第181号, pp.15-22, 昭和46年3月
- [35] 鈴木敏郎, 池田耕二: 構造物の履歴吸収エネルギーによる地震動強さの評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.597-598, 昭和54年9月
- [36] 志賀敏男, 柴田明德, 川村友孝: 地震動の強さを表す指標について, 日本建築学会東北支部研究報告集 第28号, pp.89-92, 昭和51年10月
- [37] 安藤陽一, 山崎文雄, 片山恒雄: 地震動の強さ指標による構造物損傷の評価, 第8回日本地震工学シンポジウム論文集 第1分冊, pp.715-720, 1990.12
- [38] 秋山宏, 楊志勇, 北村春幸: 岩盤・地盤条件を考慮した設計用エネルギースペクトルの提案, 日本建築学会論文報告集, 第450号, pp.59-69, 1993年8月
- [39] 桑村仁, 秋山宏, 桐野康則: フーリエ振幅スペクトルの平滑化による地震入力エネルギーの評価, 日本建築学会構造系論文報告集 第442号, pp.53-60, 1992.12



- [40] 桑村仁：構造物に対する地震動強さの尺度，構造工学論文集 Vol.33B，pp.49-56，1987.3
- [41] 桑村仁：耐震建築物の限界状態と破壊規範式，日本建築学会構造系論文報告集 第 387 号，昭和 63 年 5 月
- [42] 鈴木三四郎，浅野幸一郎：1 質点履歴系に関する強震地動の破壊力尺度の検討，日本建築学会構造系論文報告集 第 403 号，pp.87-94，1989.9
- [43] 亀田弘行，大沢一郎：設計地震荷重に対する地震動継続時間の影響—等価加速度 (EQA) による評価—，Proceedings of the Sixth Japan Earthquake Engineering Symposimu, pp.1425-1432, 1982.12
- [44] 山本明夫，金子史夫，瀬川秀恭：地震被害に関する地震動の強さを表す指標について，Proceedings of the Seventh Japan Earthquake Engineering Symposimu, pp.535-540，1986.12
- [45] 建設省建築研究所，(財)日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針 (案)，設計用入力地震動研究委員会 平成 3 年度成果報告書
- [46] Corotis,R.B., Marshall,T.A. : Oscillator Response to Modulated Random Excitation, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No.EM4, pp.501-513, 1977.8
- [47] 高層建築物構造評定委員会：高層建築物の動的解析用地震動について，ビルディングレター，pp.49-50，1986.6
- [48] 青山博之編著：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法，技報堂出版，1990.8
- [49] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.11
- [50] 建設省建築研究所，(社)建築業協会，(社)プレハブ建築協会，(財)日本建築センター：プレキャストコンクリートラーメン構造に関する研究報告書，平成 3 年度
- [51] 勅使川原正臣，川端一三，小谷俊介：鉄筋コンクリート造建築物の新しい静的耐震設計法，(その 1) 耐震設計の概要，日本建築学会大会学術講演梗概集 C，pp.127-128，1994.9
- [52] 東北大学工学部建築学科 建築構造学研究室：鉄筋コンクリート骨組の弾塑性地震応答解析プログラム FRAME-D，昭和 58 年 3 月



- [53] 滝澤春男：梁崩壊型靱性架構の動的機構形成における定モード成分の抽出，構造工学論文集 Vol.36B，pp.245-258，1990.3
- [54] 前田匡樹，小谷俊介，青山博之：梁降伏型 RC フレーム構造と縮約 1 自由度系の非線形地震応答，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.2，pp.867-872，1992
- [55] 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981
- [56] 片山和行，佐藤和彦，藤原薫，後藤定己：高層鉄筋コンクリート造建物の弾塑性動特性の検討，(その 1) 荷重増分解析に連動した 1 質点系による応答予測，日本建築学会大会学術講演梗概集 C，pp.137-138，昭和 60 年 10 月
- [57] 堀則男：強震動を受ける鉄筋コンクリート造建物のエネルギー応答と損傷評価，平成 5 年度東北大学修士学位論文，1994.2
- [58] 堀則男，井上範夫，柴田明德：強震時のエネルギー吸収に基づく構造物の損傷パラメータ，構造工学論文集 Vol.40B，pp.205-212，1994.3
- [59] 河本慎一郎，堀則男，井上範夫，柴田明德：強震時のエネルギー応答に基づく鉄筋コンクリート構造物の損傷性状，東北大学建築学報 第 33 号，pp.63-70，1994.3
- [60] 堀則男，井上範夫，柴田明德：鉄筋コンクリート造建物の強震時応答性状と累積損傷を考慮した所要耐力，日本建築学会大会学術講演梗概集 B，pp.735-736，1994.9
- [61] A.Shibata, N.Inoue and N.Hori: Inelastic Design of Earthquake Resistant R/C Buildings Considering Displacement and Energy Limits, Mete A. Sozen Symposium, pp.357-377, aci, SP-162
- [62] 堀則男，井上範夫，柴田明德：地震時累積損傷を考慮した鉄筋コンクリート造建物の所要耐力，第 9 回日本地震工学シンポジウム論文集 第 2 分冊，pp.1615-1620，1994.12
- [63] 河本慎一郎，堀則男，井上範夫，柴田明德：鉄筋コンクリート造骨組の地震時エネルギー応答性状の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2，pp.517-518，1995.8
- [64] 堀則男，井上範夫，柴田明德：鉄筋コンクリート造建物の模擬地震動に対するエネルギー応答性状，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2，pp.521-522，1995.8
- [65] 河本慎一郎：エネルギー応答に基づく鉄筋コンクリート造骨組の耐震性能評価に関する研究，平成 7 年度東北大学修士学位論文，1996.2



- [66] 中村孝也, 堀則男, 井上範夫, 柴田明德: 兵庫県南部地震の強震観測記録に基づくエネルギー応答と破壊力特性の検討, 東北大学建築学報 第 35 号, pp.137-149, 1996.3
- [67] 堀則男, 井上範夫, 柴田明德: 鉄筋コンクリート造建物の地震時エネルギー応答性状及び応答最大塑性率とエネルギー消費に基づく所要耐力の検討, 日本建築学会構造系論文集 第 481 号, pp.17-25, 1996.3
- [68] 堀則男, 河本慎一郎, 井上範夫, 柴田明德: 梁降伏型 RC 造骨組の縮約 1 自由度系による耐震設計手法の検討, 構造工学論文集 Vol.42B, pp.33-40, 1996.3
- [69] 河本慎一郎, 堀則男, 井上範夫, 柴田明德: 梁降伏型 RC 造骨組の縮約 1 自由度系置換による耐震性能評価, 日本建築学会東北支部研究報告集 第 59 号, pp.445-448, 1996.6
- [70] Hori,N., Inoue,N., Shibata,A.: Inelastic Seismic Design Procedure based on Energy Response Behavior of RC Structures, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.1107, Acapulco, MEXICO, 1996.6



## 謝辞

本論文は、筆者が東北大学において柴田明德教授、井上範夫助教授の指導で行ってきた鉄筋コンクリート造建物の耐震設計に関する研究に基づき、地震時エネルギー応答性状と耐震設計手法についてまとめたものであります。この研究過程、及び本論文の執筆にあたっては多くの方々の御指導、御援助をいただき、学位論文としてとりまとめることができました。

柴田明德教授には研究テーマから研究の進め方まで実に多くの御指導を受け、懇切な御助言を賜り、厚く感謝の意を表します。

東北大学・杉村義広教授、山田大彦教授、小川淳二教授、源栄正人助教授には、本論文についての貴重な御意見、御議論をいただきました。各先生方の御助言は非常に有意義であり、深く感謝致します。

東北大学・井上範夫助教授には本論文の全般について御指導を受け、懇切な御助言と御議論、そして温かい励ましをいただきました。また、研究発表、学外の研究者との交流にも御配慮いただき、多くの刺激を受けて研究の視野を広げることができました。

建築研究所・斉藤大樹主任研究員には東北大学助手として、筆者が工学部学生の頃より御世話になり、研究上の議論から日常の些事まで多くの御指導、御助言をいただきました。

東北大学・遊佐正樹技官、宮城高専・飯藤将之講師、仙台工業高校・益野英昌教諭には何かと相談していただき、また多くの励ましをいただきました。

東北大学大学院生であった河本慎一郎氏(現・大成建設)とは本研究のテーマについて共に検討、議論を行い、研究内容の進展、充実に努めてきました。解析結果の相互検証や研究が停滞したときの相談役など、多大の御協力と御貢献をいただいたことに深く感謝致します。

また、東北大学大学院生・中村孝也氏をはじめとして、建築構造学研究室及び災害制御研究センターの大学院生、卒論学生諸氏には多くの御意見・御協力をいただき、御礼申し上げます。

地震動の入力エネルギーと構造物の消費エネルギーに関する研究は、1995年兵庫県南部地震などを契機として近年再び活発な議論がなされるようになってきました。筆者も多くの方々の参考資料や御意見を賜り、有意義な研究ができたことを有難く思っております。御指導いただいた皆様に厚く感謝の意を表します。

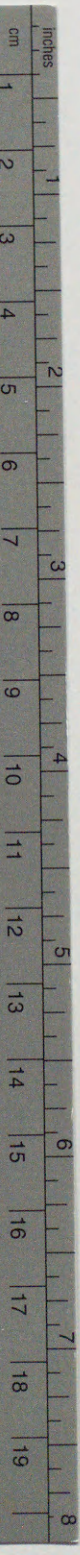
平成9年1月

堀 則男



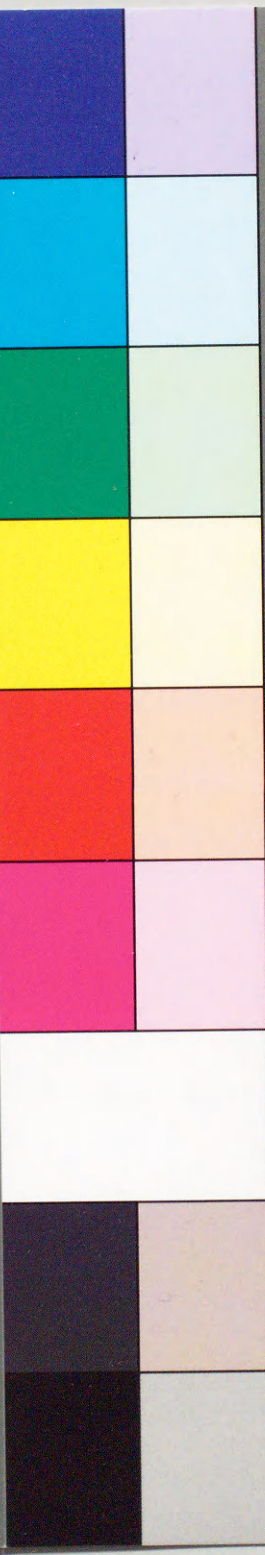






# Kodak Color Control Patches

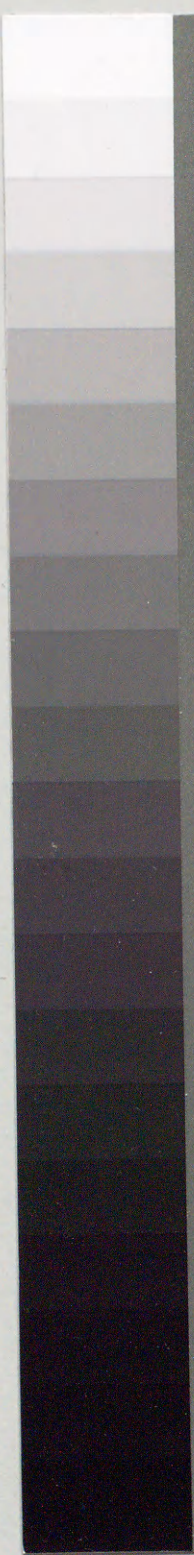
Blue Cyan Green Yellow Red Magenta White 3/Color Black



## Kodak Gray Scale



A 1 2 3 4 5 6 M 8 9 10 11 12 13 14 15 B 17 18 19



© Kodak, 2007 TM: Kodak